ДЛЯ СЛУЖЕБНОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

КАНАЛ МОСКВА ВОЛГА

МОСТЫ И ДОРОГИ

1932 – 1937

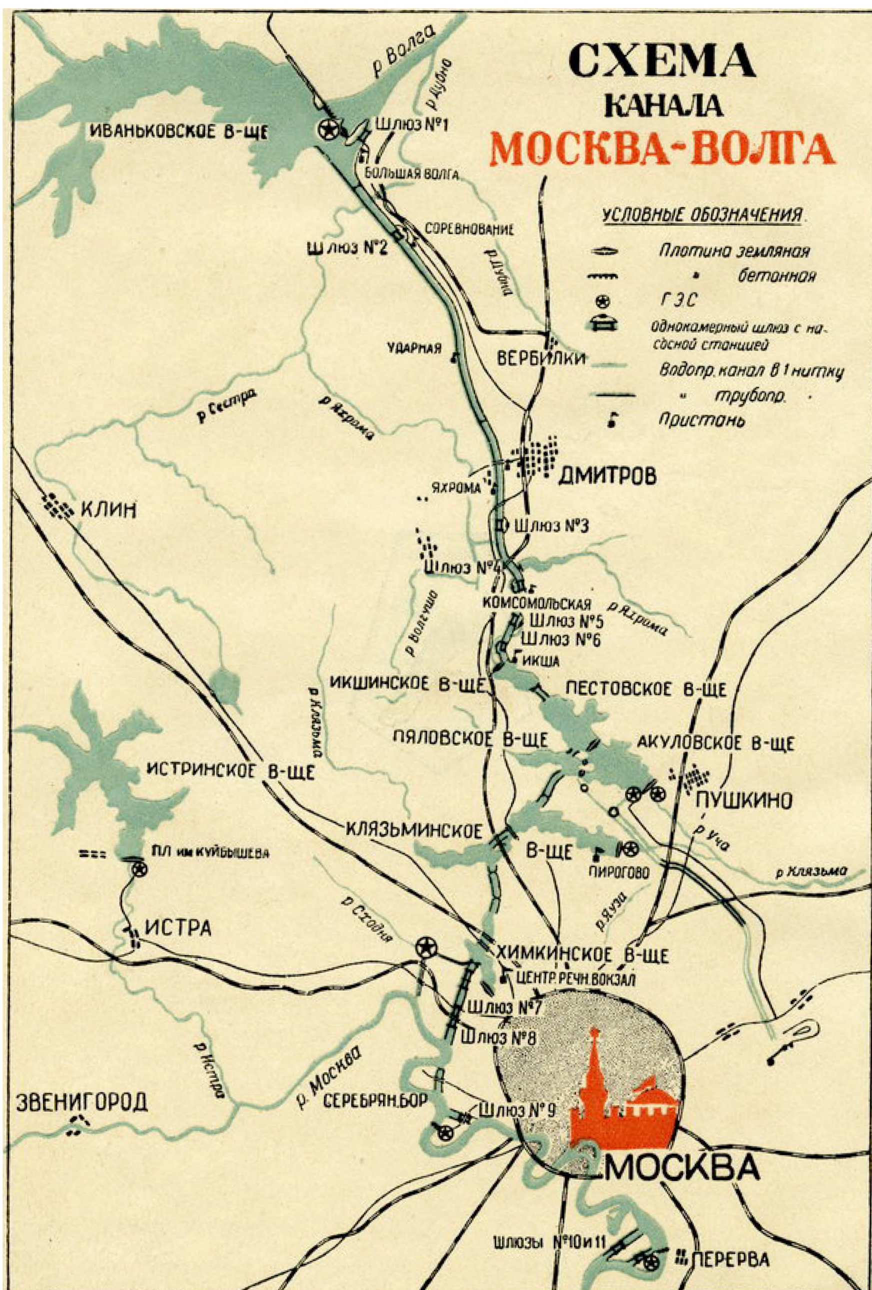
СТРОЙИЗДАТ · 1941





Пролетарии всех стран, соединяйтесь!




СХЕМА
КАНАЛА
МОСКВА-ВОЛГА
УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ
Плотина земляная
" бетонная
ГЭС
однокамерный шлюз с насосной станцией
Водопр. канал в 1 нитку
" трубопр.
Пристань
р Волга
р Дубна
ИВАНЬКОВСКОЕ В-ЩЕ
Шлюз №1
БОЛЬШАЯ ВОЛГА
СОРЕВНОВАНИЕ
Шлюз №2
УДАРНАЯ
ВЕРБИЛКИ
р Сестра
р Яхрома
ЯХРОМА
ДМИТРОВ
КЛИН
Шлюз №3
Шлюз №4
КОМСОМОЛЬСКАЯ
р Яхрома
Шлюз №5
Шлюз №6
ИКША
р Волгуша
ИКШИНСКОЕ В-ЩЕ
ПЕСТОВСКОЕ В-ЩЕ
р Клязьма
ПЯЛОВСКОЕ В-ЩЕ
АКУЛОВСКОЕ В-ЩЕ
ИСТРИНСКОЕ В-ЩЕ
ПУШКИНО
КЛЯЗЬМИНСКОЕ В-ЩЕ
р Уча
ПЛ им КУЙБЫШЕВА
ПИРОГОВО
р Клязьма
р Сходня
р Яуза
ИСТРА
ХИМКИНСКОЕ В-ЩЕ
ЦЕНТР. РЕЧН. ВОКЗАЛ
Шлюз №7
Шлюз №8
р Истра
р Москва
ЗВЕНИГОРОД
СЕРЕБРЯН. БОР
Шлюз №9
МОСКВА
ШЛЮЗЫ №10 и 11
ПЕРЕРВА

НКВД СССР
БЮРО ТЕХНИЧЕСКОГО ОТЧЕТА О СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАНАЛА
МОСКВА—ВОЛГА

Для служебного пользования
№ 415

КАНАЛ
МОСКВА—ВОЛГА
МОСТЫ и ДОРОГИ

1932—1937 гг.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
МОСКВА 1941 ЛЕНИНГРАД

Редактор проф. Е. Е. Гибшман

В настоящем выпуске технического отчета о строительстве канала Москва—Волга приводится описание главнейших работ по мостостроению и дорожному строительству. Подробно описывается выбор типов и конструкций, а также методы производства работ по наиболее крупным и представляющим интерес в конструктивном отношении мостам. Выпуск рассчитан на инженеров и техников проектировщиков и строителей.

В составлении настоящего выпуска технического отчета о строительстве канала Москва—Волга принимали участие инженеры А. А. БЕЛОГОЛОВЫЙ, В. В. КИРЕЕВ и А. И. ПЕТРОВ.

Редактирование проведено редакционной коллегией в составе: главного редактора дивинженера С. Я. ЖУК, зам. главного редактора проф. М. М. ГРИШИНА и членов: М. Н. ПОПОВА, В. Д. ЖУРИНА, А. И. БАУМГОЛЬЦ, В. А. СЕМЕНЦОВА и А. О. ВИЛЬДГРУБЕ.

Ответственный за выпуск инж. В. В. КИРЕЕВ.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Б. Железнодорожный мост Калининской ж. д. через шлюз № 8

В. Хорошевский городской мост

В связи с сооружением большого количества новых железнодорожных линий, вторых путей и автомагистралей, мостостроение в Советском Союзе приняло значительные размеры.

При строительстве одного из величайших сооружений II Сталинской пятилетки — канала Москва — Волга — построено 2 туннеля, 16 шоссейных и 8 железнодорожных мостов, из них 8 мостов с пролетами свыше 100 м.

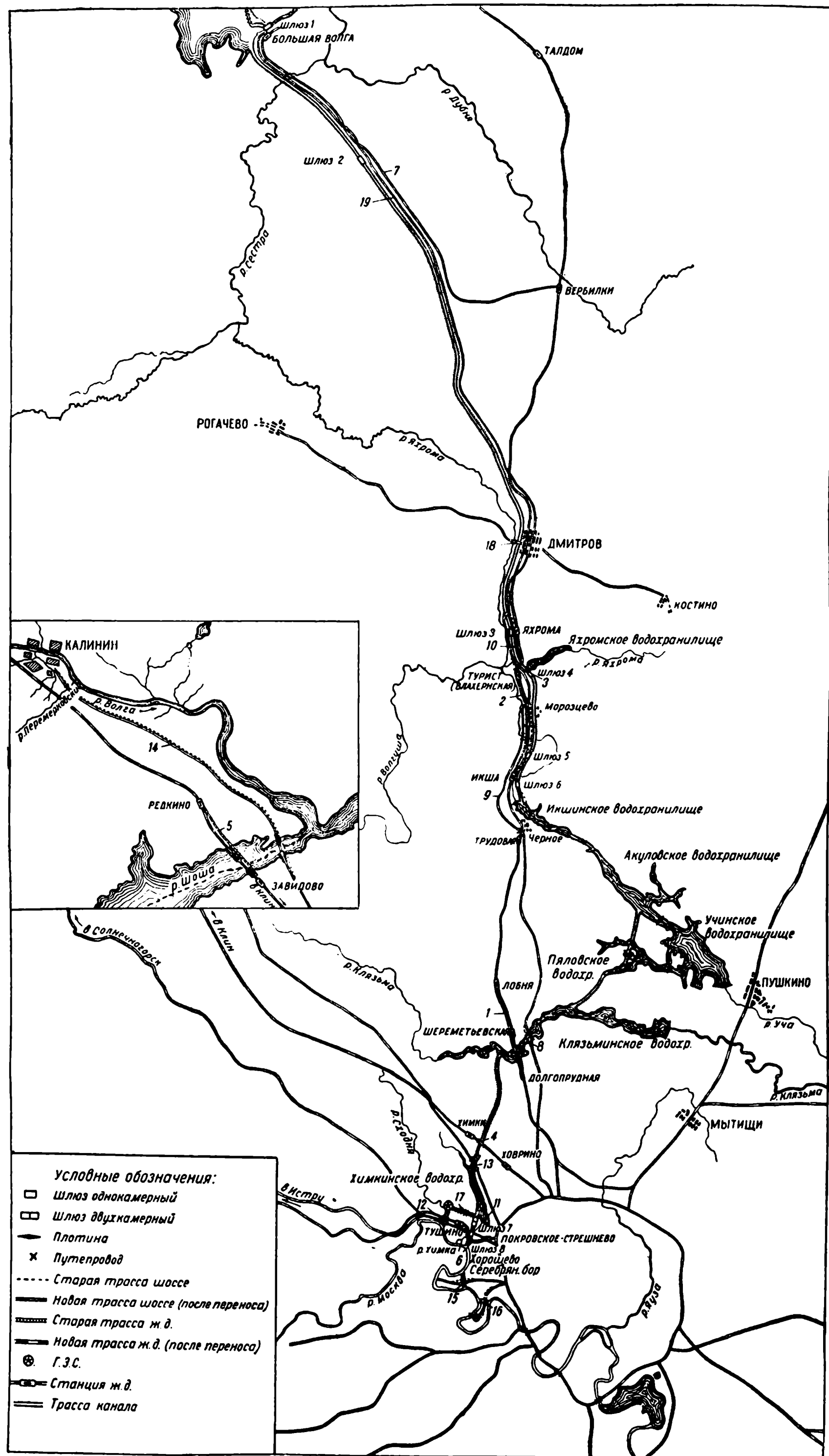
В этот период строительство шоссейных мостов больших пролетов на канале Москва — Волга было самым крупным, что же касается железнодорожных мостов, то в числе их два являются первыми крупнейшими железобетонными мостами в Советском Союзе.

С точки зрения мостостроения наибольший интерес представляют возведенные при строительстве канала железобетонные мосты больших пролетов различных систем, впервые в таком большом количестве осуществленные в Советском Союзе.

Так как цель настоящего издания прежде всего отчетная, то здесь приводится вкратце описание всех сооружений, а подробно описаны лишь наиболее интересные мосты, по которым приводятся данные о конструкции, расчете и производстве работ.

Редакционная коллегия полагает, что настоящий выпуск Отчета, содержащий изложение опыта Строительства канала Москва—Волга по проектированию и постройке крупных мостов и дорог, представит большой интерес для конструкторов и строителей мостовых и дорожных сооружений.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ



Фиг. 1. Схема канала с показанием переносов дорог:

1—переустройство Савеловской линии Ярославской ж. д. на участке Долгопрудная—Шереметьевская с мостами через канал и р. Клязьму; *2*—переустройство Савеловской линии на участке Икша-Влахернская с мостом через р. Икшу; *3*—переустройство Савеловской линии на участке Влахернская—Яхрома с мостом через канал; *4*—переустройство Октябрьской ж. д. на участке Ховрино—Химки с мостом через Химкинское водохранилище; *5*—переустройство Октябрьской ж. д. на участке Завидово-Редкино с мостом через р. Шошу; *6*—переустройство Калининской ж. д. на участке Покровское-Стрешнево—Тушино с мостом через шлюз № 8 и путепроводом на Волоколамском шоссе; *7*—железнодорожная ветвь Савеловской линии на участке Вербилки—Б. Волга с мостом через р. Сестру; *8*—переустройство Дмитровского шоссе у сел. Хлебниково с мостом через Клязьминское водохранилище; *9*—переустройство Дмитровского шоссе на участке между селениями Черное и Морозцево (у ст. Икша) с путепроводом через Савеловскую линию у ст. Трудовая; *10*—переустройство Дмитровского шоссе на участке между станциями Яхрома и Влахернская с мостом через канал у ст. Яхрома; *11*—переустройство Волоколамского шоссе у Покровского-Глебова с туннелем под каналом и мостом через р. Химку; *12*—переустройство Волоколамского шоссе близ ст. Тушино с мостом через отводящий канал Сходненской ГЭС; *13*—переустройство Ленинградского шоссе у сел. Химки с мостом через Химкинское водохранилище; *14*—переустройство Ленинградского шоссе на перегоне Клин—Калинин с мостами через Перемерковский ручей и р. Шошу; *15*—переустройство Хорошевского шоссе с мостом через спрямление Москва-реки; *16*—переустройство Мневниковского шоссе с мостом через шлюз № 9; *17*—мосты через деривационный канал Сходненской ГЭС; *18*—переустройство Рогачевского шоссе с мостом через канал в г. Дмитрове; *19*—шоссе Дмитров—Б. Волга с туннелем в голове шлюза № 1.

I. ОБЩИЙ ОБЗОР СООРУЖЕННЫХ И ПЕРЕУСТРОЕННЫХ МОСТОВ И ДОРОГ

Трасса канала Москва — Волга (фиг. 1) на своем протяжении многократно пересекает ряд магистральных железных и автогужевых дорог, а также дорог районного и местного значения. Все пересечения канала с железными дорогами решены в разных уровнях посредством устройства мостов. Пересечения канала с магистральными автогужевыми дорогами решены также в разных уровнях, но двояко: в одних случаях с помощью мостов, в других — устройством туннелей под каналом. Дороги районного и местного значения в большинстве случаев пересекаются в одном уровне с помощью паромных переправ (фиг. 1).

ГЛАВА I

ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

В связи с сооружением канала Москва — Волга произведена постройка ряда новых железнодорожных мостов и переустройство отдельных затопляемых или подтопляемых участков на трех железнодорожных магистралях:

1) на Савеловской линии Ярославской ж. д.;
2) на главной линии Октябрьской ж. д.;
3) на Калининской ж. д.

1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО САВЕЛОВСКОЙ ЛИНИИ ЯРОСЛАВСКОЙ Ж. Д.

На Савеловской линии переустроены три участка.

Первым из них, считая от Москвы, является участок между остановочными пунктами Долгопрудная и Шереметьевская. Этот участок ж. д. пересекается каналом между Химкинским и Клязьминским водохранилищами. Для обеспечения заданных подмостовых габаритов потребовалось поднять железнодорожное полотно в месте пересечения на 12 м. Столь значительное повышение уровня пути, да еще в пределах станций (трасса канала пересекалась со старой трассой железной дороги в пределах ст. Хлебниково), было немыслимо без коренного переустройства всего участка, которое потребовало выполнения следующих работ:

1) устройства нового двухпутного земляного полотна (влево — по ходу пикетажа — от существующего) с укладкой верхнего строения;

2) постройки двухпутного моста через канал;

3) сооружения двухпутного моста через р. Клязьму на перегоне Долгопрудная — Хлебниково;

4) дополнительной укладки путей на ст. Лобня, куда переносились все операции, производившиеся ранее на ст. Хлебниково;

5) постройки на новом месте, ближе к ст. Лобня, платформы Новое Хлебниково;

6) устройства примыкания ветви кирпичного завода к ст. Лобня (ранее ветвь примыкала к ст. Хлебниково);

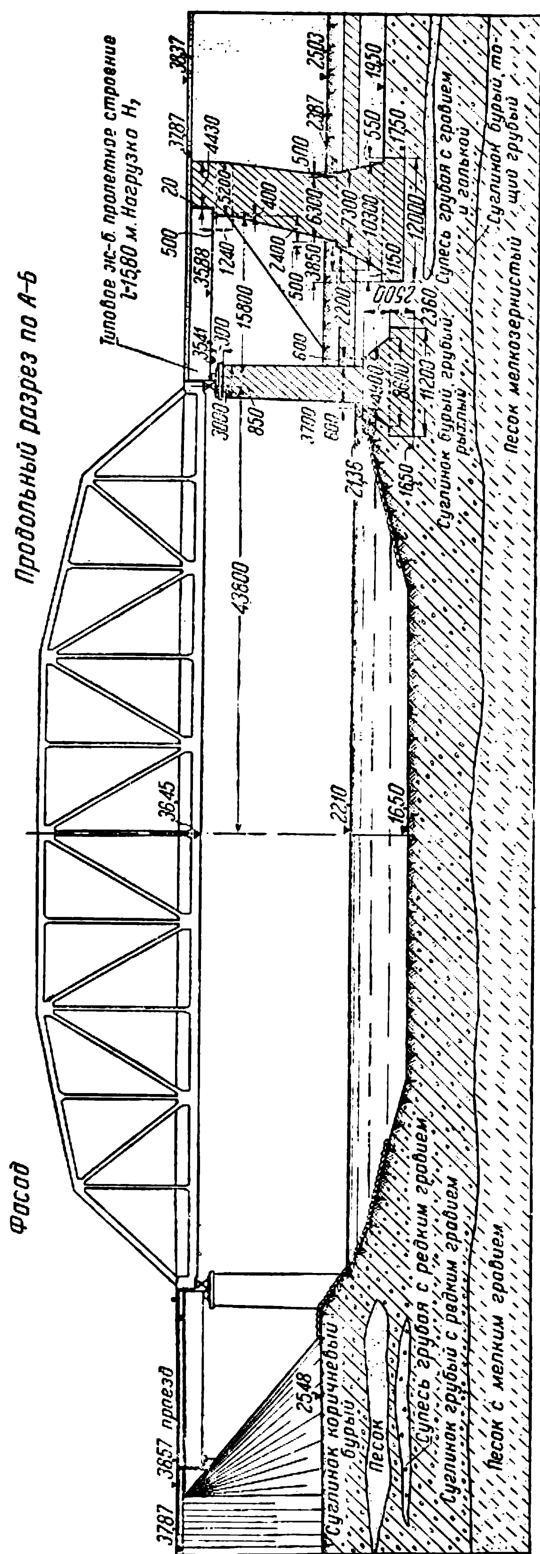
7) постройки трех малых искусственных сооружений.

З е м л я н о е п о л о т н о на переустраиваемом участке нормального поперечного профиля сооружено из местных грунтов. Наименьший радиус закруглений принят равным 600 м, наибольший уклон — 9,2°/₀₀.

Всего на новом отводе сооружено двухпутного земляного полотна 4,9 км, а однопутного — 8,5 км, из которых 4,5 км приходятся на ветвь к кирпичному заводу. Балласт для верхнего строения применен песчаный; рельсы — типа IIа.

М о с т ч е р е з к а н а л (фиг. 2 и 3) — однопролетный, под два пути; пролетные строения — типовые металлические однопутные, с ездой понизу; расчетный пролет — 87,6 м; нагрузка — по схеме H_7.

Устои моста — раздельного типа, массивные, из бетонной кладки без облицовки. Береговой пролет перекрыт отдельными под каждый путь типовыми железобетонными строениями, расчетный пролет которых — 15 м. Фундаменты устоев и береговых быков заложены в открытых котлованах, непосредственно на грунте. В основании опор залегают плотные суглинки.

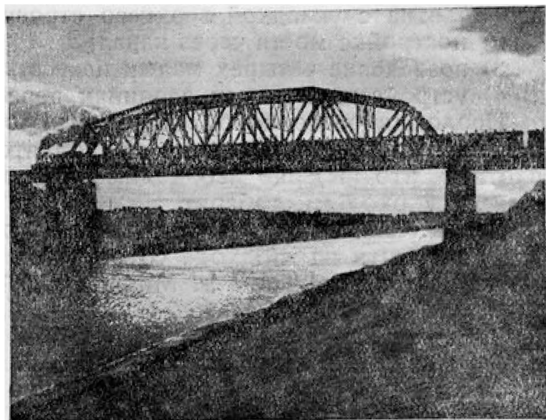


Фиг. 2. Фасад и продольный разрез мотса через канал на Савеловской линии Ярославской ж. д. у ст. Хлебниково.

Конусы отсыпаны из песчаного грунта и имеют в верхней части на высоту 6,0 м уклон 1 : 1, а в нижней — 1 : 1,25.

У двухпутного моста через р. Клязьму речной пролет перекрыт типовыми металлическими пролетными строениями, отдельными под каждый путь, с ездой понизу; расчетный пролет их — 45,0 м (для одного пути использовано пролетное строение, снятое с ранее существовавшего моста через р. Клязьму). Береговые пролеты перекрыты такими же типовыми железобетонными балочными пролетными строениями, как на мосту через канал.

Опоры Клязьминского моста того же типа, что и у моста через канал, причем фундаменты московского быка и дмитровского обсыпного устоя благодаря наличию в основании плотных пород заложены непосредственно на грунте, а две другие опоры основаны на деревянных сваях. Котлованы опор были ограждены деревянным, брусчатым шпунтом. Конусы отсыпаны из песка. Откосы конусов в верхней части (на высоту 6,0 м) имеют уклон 1 : 1 и в нижней части — 1 : 1,25.



Фиг. 3. Вид готового моста у ст. Хлебниково.

В связи с возникшим во время отсыпки головной части насыпи московского подхода выпиранием грунта в основании вокруг московского конуса отсыпан специальный песчаный банкет шириной поверху 10,0 м с полуторными откосами. Банкет и конусы укреплены камнем.

Основная часть бетонных работ на обоих мостах была выполнена в летнее время; бетон приготовлялся в бетономешалках, установленных непосредственно на площадках мостов.

Металлические пролетные строения обоих мостов были собраны и склепаны на подмостях, в пролете.

Перестановка старого пролетного строения на новые опоры моста через р. Клязьму осуществлена путем поперечной передвижки по специально устроенным подмостям.

Вторым переустроенным участком Савеловской линии является перегон между станциями Икша и Турист. Старая трасса железной дороги пересекалась здесь с каналом в четырех местах, и потому пришлось вынести железнодорожный путь почти всего перегона Икша — Турист на новую трассу, которая проложена западнее ранее существовавшего железнодорожного полотна и проходит по косогору: частью в выемке, частью (возле пересечения р. Икши) в насыпи. В целях уменьшения объема работ новая трасса дороги проведена в наивозможно близком расстоянии от канала. На переустроенном участке произведены следующие работы:

1) постройка двухпутного земляного полотна на протяжении 3,7 км с укладкой верхнего строения;

2) постройка трех малых искусственных сооружений;

3) постройка моста через р. Икшу.

Земляное полотно возведено из местных грунтов и имеет

нормальный поперечный профиль. Минимальный радиус закруглений принят равным 600 м, максимальный уклон 9,2‰.

Верхнее строение уложено на песчаном балласте, рельсы—типа IIа.

Мост через р. Икшу — однопролетный с металлическими пролетными строениями в виде балок со сплошными стенками. Устои моста — массивные бетонные; фундаменты устоев заложены в открытых котлованах на деревянных сваях. Отверстие моста — 17,2 м.

Третьим переустроенным участком является перегон между станциями Турист и Яхрома. Этот перегон пришлось переустроить потому, что он пересекался каналом. Здесь произведены следующие работы:

1) постройка на протяжении 2,8 км нового двухпутного земляного полотна с укладкой верхнего строения пути;

2) постройка моста через канал;

3) возведение четырех малых искусственных сооружений;

4) устройство путевых зданий и переездов.

Проложенное по новой трассе на протяжении 2,8 км двухпутное полотно значительно приподнято по сравнению со старым полотном, что вызвано необходимостью обеспечить под мостом требуемый судоходный габарит.

Чрезвычайно неблагоприятные топографические условия заставили применить на подходе со стороны Дмитрова на одном пути радиус закругления в 400 м. Минимальный же радиус закруглений на отводе 600 м, а максимальный уклон — 9‰.

Земляное полотно имеет нормальный поперечный профиль. Балласт для верхнего строения песчаный; рельсы —типа IIа.

Малые искусственные сооружения на переустроенном участке выполнены из железобетона.

Мост через канал (близ шлюза № 4) 11-пролетный. Средний пролет перекрыт типовыми металлическими пролетными строениями, отдельными под каждый путь, с ездой понизу; их расчетный пролет — 158,4 м. Береговые пролеты (по пять с каждой стороны) представляют собой подходные балочные эстакады с типовыми разрезными балочными железобетонными пролетными строениями. Пересечение канала осуществлено в плане под углом 64°. Подробное описание моста приведено ниже в разделе «Металлические мосты».

Кроме перечисленных объектов Строительством канала в порядке реконструкции Савеловской линии построен на участке от ст. Хлебниково до ст. Дмитров (около 45 км) второй путь со всеми искусственными сооружениями, станционными устройствами и путевыми зданиями.

2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ОКТЯБРЬСКОЙ Ж. Д.

Линия Москва — Ленинград Октябрьской ж. д. переустроена в связи с сооружением канала на двух участках — на перегонах между станциями Ховрино и Химки и станциями Завидово и Редкино.

На перегоне Ховрино — Химки железная дорога пересекает канал Москва — Волга близ ст. Химки в месте, где канал образует Химкинское водохранилище. Канал проходит здесь по долине р. Химки, пропускавшейся ранее под железнодорожной насыпью в каменной трубе отверстием 4,26 м. Насыпь в месте пересечения железной дорогой долины р. Химки имела высоту до 17,0 м. Для обеспечения необходимого подмостового габарита железнодорожное полотно потребовалось поднять еще на 3,8 м. План железнодорожной линии при переустройстве не изменился; лишь немного сдвинут московский путь для соблюдения междупутья в 4,10 м.

Земляное полотно отсыпано в зоне затопления под четыре пути; на остальном протяжении — под два пути. Поперечный профиль на-

сыпи имеет нормальное очертание. Однако в нижней ее части ширина насыпи для придания ей устойчивости значительно развита путем присыпки банкетов шириной поверху 8 м, с пологими откосами (фиг. 4). Балласт для верхнего строения принят щебеночный, слоем 0,25 м на песчаной подушке 0,2 м. Рельсы — типа Ia.

В месте пересечения железнодорожного полотна с каналом построен железобетонный арочный мост расчетным пролетом 116,0 м с одним пролетным строением под четыре пути (подробно об этом сказано при описании моста).

В период производства работ по переустройству железнодорожного пути и постройке моста через канал движение осуществлялось по специально устроенному временному двухпутному обходу (частично расположенному на эстакаде). Описание моста и производства работ по его постройке приведено ниже в разделе «Железобетонные мосты».

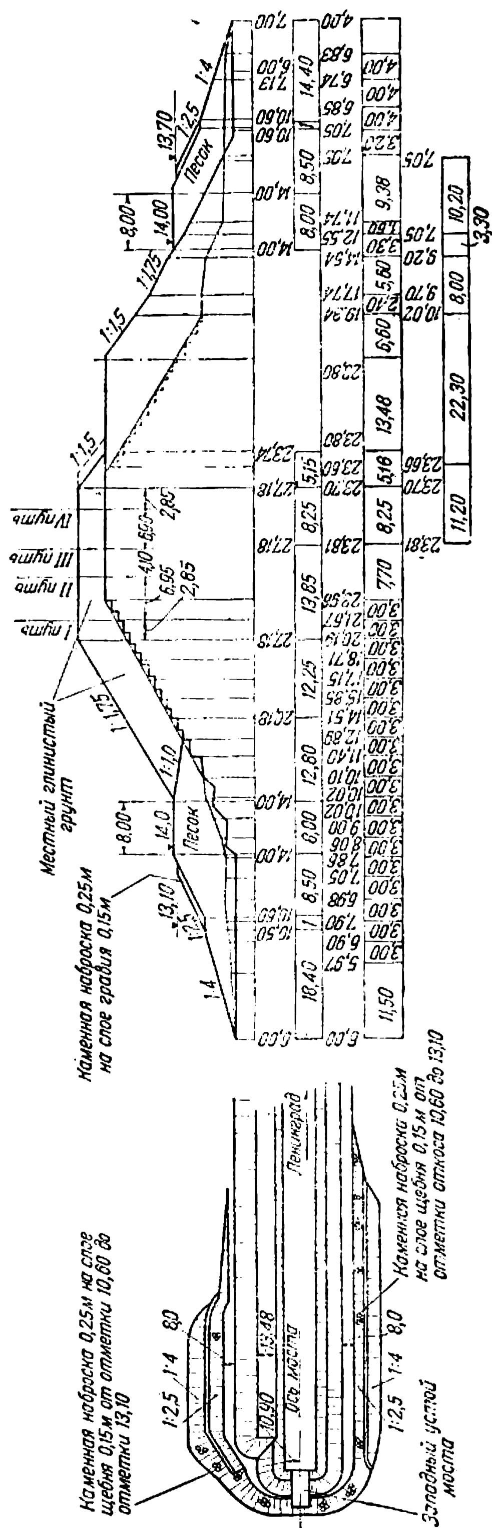
Основными работами по переустройству перегона Ховрино — Химки являются:

1) повышение отметки земляного полотна на протяжении 4,5 км и укладка на этом протяжении верхнего строения;

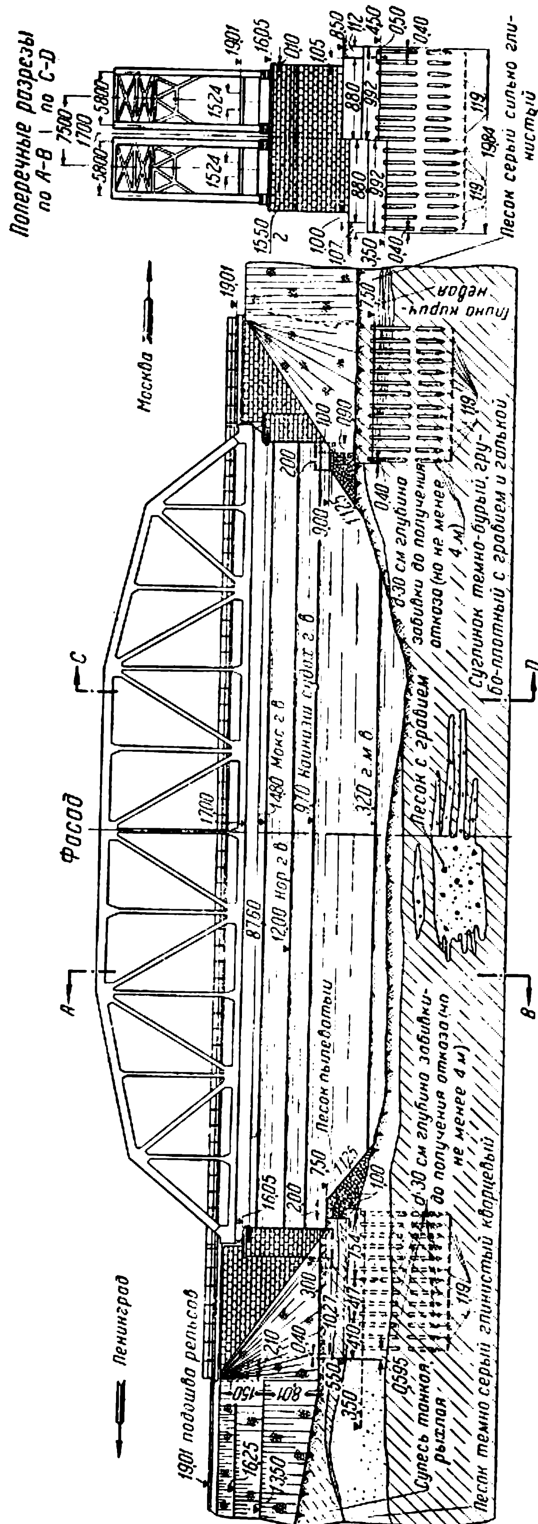
2) отсыпка банкетов по обеим сторонам насыпи в зоне затопления с устройством каменного крепления;

3) постройка моста через канал под четыре пути;

4) постройка железобетонного путепровода (взамен разобранного) в месте пересечения железнодорожных путей с автогужевой дорогой;



Фиг. 4. План банкета и разрез насыпи на подходах к Химкинскому мосту через канал на Октябрьской ж. д.



Фиг. 5. Мост через р Шошу на Октябрьской ж. д.

5) переустройство ст. Химки;

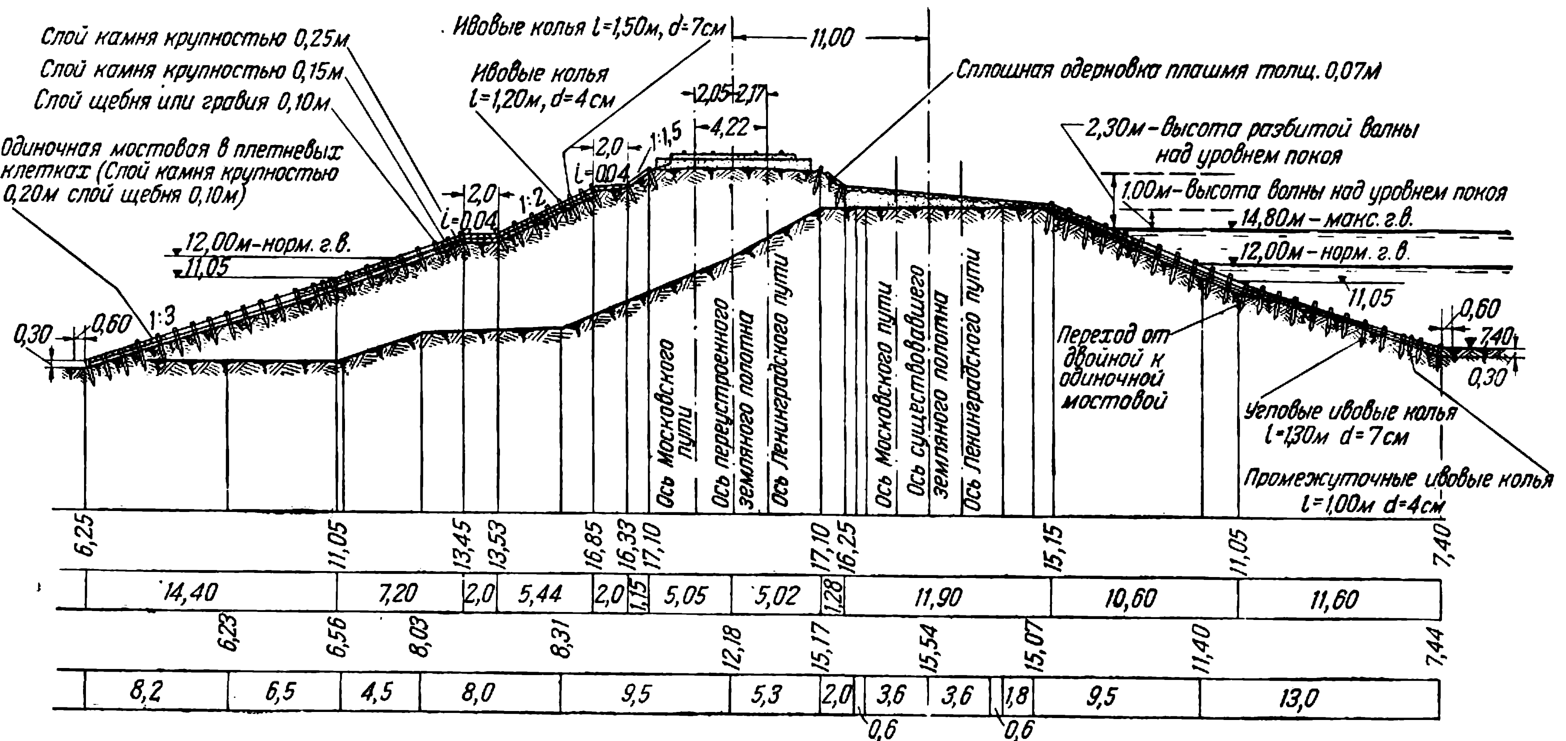
6) перенос блок-поста и прилегающих к нему зданий;

7) постройка временного обходного пути на всей длине переустройства и сооружение временной эстакады рядом со строившимся мостом через канал (в границах участка старой насыпи, разобранной впоследствии при рытье котлована и устройстве канала).

Постройка временного обхода выполнена в период май — октябрь 1934 г. Все остальные основные работы закончены к ноябрю 1935 г.

Переустройство участка Завидово—Редкино вызвано затоплением насыпи на протяжении около 5 км заливом Волжского водохранилища, образовавшимся в долине р. Шоши. Кроме того требования к подмостовому габариту обусловили перестройку существовавшего ранее моста через р. Шошу. Вновь построенный двухпутный мост (фиг. 5) имеет один пролет, перекрытый типовыми металлическими однопутными пролетными строениями под нагрузку Н, расчетным пролетом 87,6 м. Устои моста — массивные бетонные, Т-образной формы, с фундаментами, основанными на деревянных сваях. Облицовка устоев выполнена из гранита. В месте пересечения р. Шоши отметка пути поднята на 1,65 м.

Земляное полотно переустроено на протяжении 9 км. Слева по ходу пикетажа полотно приподнято посредством присыпки грунта к старой насыпи.



Фиг. 6. Типовой поперечный профиль переустроенного участка Октябрьской ж. д.

Однако постоянное подтопление насыпи сохранится на сравнительно большом протяжении и после ее переустройства; кроме того в связи с большой водной поверхностью Волжского водохранилища насыпь подвергается воздействию сравнительно сильной волны (согласно расчету высота разбитой волны достигает 1,45 м). Поэтому очертанию поперечного профиля и конструкции насыпи было уделено особенно большое внимание, в частности со стороны насыпи, обращенной к водохранилищу (левой по ходу пикетажа), присыпаны искусственные бермы: нижняя на отметке, соответствующей уровню гребня разбитой волны при нормальном горизонте водохранилища; верхняя — на уровне гребня разбитой волны при расчетном весеннем паводковом горизонте. Крутизна откосов насыпи в верхней части принята 1 : 1,5; между первой и второй бермами — 1 : 2; в нижней части — 1 : 3.

Крепление откосов насыпи устроено следующим образом (фиг. 6).

1. В нижней части (до отметки на 1 м ниже уровня нормального горизонта воды) откосы укреплены одиночной мостовой. Выше указанной отметки вплоть до верхней бермы (т. е. в пределах колебания горизонтов и действия разбитой волны) крепление откосов выполнено тщательной укладкой камня в плетневых клетках в два слоя, на слое гравия или щебня.

2. Верхняя берма (со стороны водохранилища) укреплена слоем гравия в 10 см.

3. Со стороны залива берма укреплена одиночной мостовой.

4. Откосы насыпи, расположенные выше действия разбитой волны, укреплены одерновкой.

Для расположения новых путевых, служебных и жилых зданий потребовалось устройство специальных траверс, укрепленных аналогично насыпям.

Отсыпка земляного полотна производилась из песчаных грунтов местных карьеров с экскаваторной разработкой; грунт транспортировался главным образом по железнодорожной нормальной колее и частично (около 10%) автомашинами.

Верхнее строение переустраиваемого участка было уложено на песчаном балласте с рельсами типа Iа. В подходах к мосту, на протяжении 50 м в каждую сторону, путь уложен на щебеночном балласте.

Основными работами по переустройству перегона Завидово — Редкино являются:

1) отсыпка и укрепление новой насыпи;

2) постройка нового моста через р. Шошу;

3) постройка блок-поста, а также путевых, служебных и жилых помещений.

Работы по отсыпке и укреплению насыпей были произведены с мая по октябрь 1936 г.

Все путевые работы и постройка моста были закончены к маю 1937 г., когда движение было переведено на новые пути.

3. ПЕРЕУСТРОЙСТВО КАЛИНИНСКОЙ (б. МББ) ж. д.

Ввиду особо стесненных топографических условий и отсутствия свободной территории в районе пересечения Калининской ж. д. каналом (перегон Покровское-Стрешнево — Тушино) вопрос о переустройстве этого участка железной дороги был подвергнут самой тщательной проработке, и выбранное в конечном итоге решение было рассмотрено и утверждено Правительством.

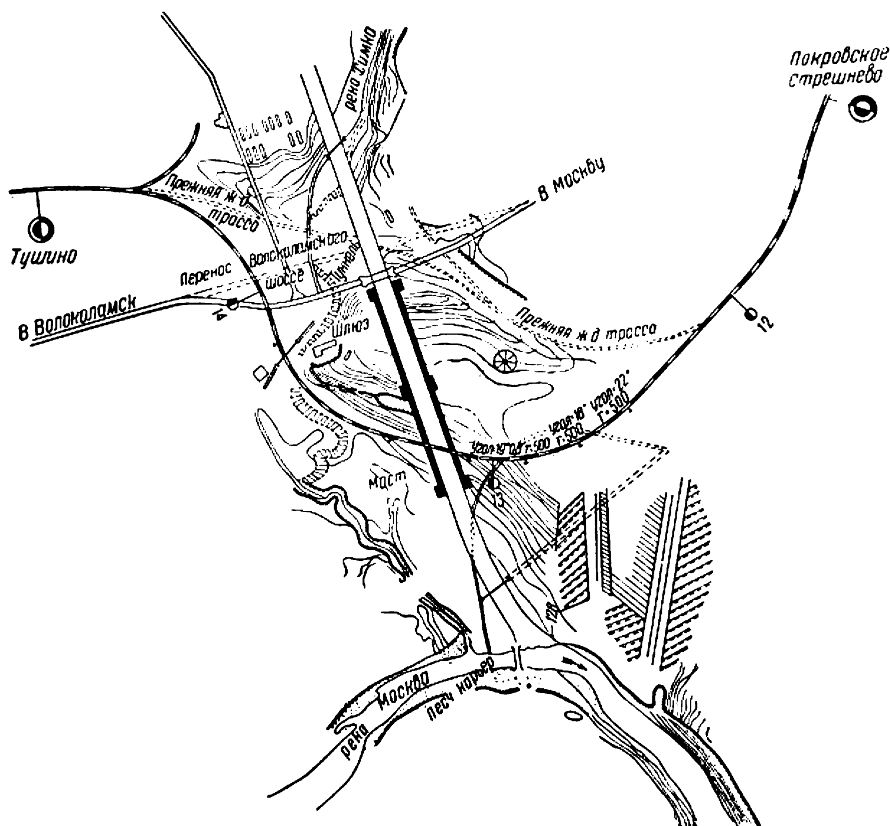
Согласно этому решению железнодорожный путь на перегоне Покровское-Стрешнево — Тушино был перенесен на новую трассу.

Принятая новая трасса дороги по выходе со ст. Покровское-Стрешнево отклоняется на запад и, пересекая нижнюю камеру шлюза № 8

под углом (в плане) 58°, вливается в старое направление в пределах московской горловины ст. Тушино (фиг. 7).

План и профиль новой линии выполнены в соответствии с существующими на Калининской ж. д. руководящим уклоном и минимальным радиусом закруглений. Лишь на подходе к ст. Тушино ввиду стесненных условий, с особого разрешения Правительства, допущен радиус 450 м.

Полная длина отвода по новой трассе 2,7 км.



Фиг. 7. План переноса Калининской ж. д.

Земляное полотно устроено под два пути и выполнено из песчаных и супесчаных грунтов, вынутых из котлована шлюза и канала. Поперечное сечение насыпи имеет нормальное очертание. Однако на подходах к мосту вследствие большой высоты насыпей (более 20 м) им придано поперечное сечение, представленное на фиг. 8. Верхнее строение уложено из рельсов типа IIа на песчаном балласте[1] и лишь для одного пути, поскольку движение по этой линии пока однопутное.

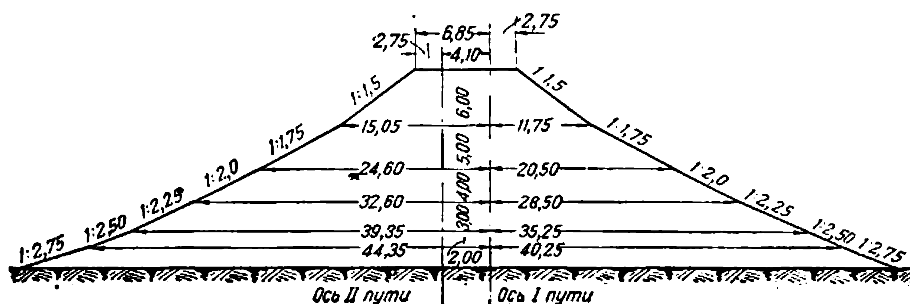
Канал (вернее, нижняя камера шлюза) перекрыт железобетонным двухпутным арочным мостом (фиг. 9), расчетный пролет которого 120,0 м. Подробное описание конструкции этого моста и производства работ по его постройке приведено ниже в разделе «Железобетонные мосты».

Кроме моста через канал на рассматриваемом участке были построены также следующие сооружения: трехпролетный путепровод для про-

[1] Правительственной комиссией предложено Управлению Калининской ж. д. заменить песчаный балласт на щебеночный.

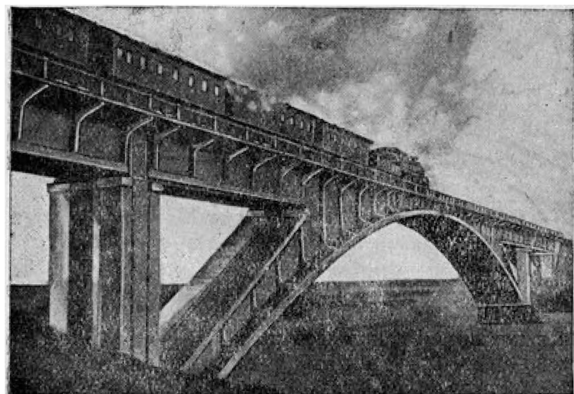
пуска под железной дорогой Волоколамского шоссе и две железобетонные трубы отверстием 3 и 2 м для пропуска рек Химки и Чернушки.

Расчетный пролет двух крайних пролетов путепровода — по 14 м, а среднего 19 м. Путепровод запроектирован и построен косым, так



Фиг. 8. Поперечный профиль насыпи на подходах к мосту на участке Покровское-Стрешнево—Тушино.

как пересечение железной дороги с Волоколамским шоссе осуществлено под углом 70°12′. Опоры путепровода выполнены из бетона; фундаменты заложены непосредственно на грунте; пролетные строения представляют собой разрезные железобетонные балки с балластным корытом, образуемым железобетонной плитой. Следует отметить, что чрезвычайно стесненные условия выбора новой трассы, о которых упоминалось выше, заставили расположить путепровод на закруглении с радиусом 450 м, совпадающим с уклоном 7,65‰.



Фиг. 9. Общий вид моста через шлюз № 8.

Таким образом в связи с переустройством Калининской ж. д. на перегоне Покровское-Стрешнево — Тушино выполнены следующие работы:

1) Отсыпка земляного полотна под два пути на протяжении 2,7 км и укладка на этом участке верхнего строения под один путь;
2) сооружение двухпутного арочного моста через канал;
3) постройка путепровода и двух бетонных труб;
4) переустройство московской горловины ст. Тушино.

Кроме перечисленных работ на эксплоатируемых железных дорогах строительство канала Москва — Волга осуществило постройку железнодорожной ветви Вербилки — Большая Волга (сначала как временной, обслуживавшей стройплощадку Волжского гидроузла, а затем как постоянной местного значения). Общая длина ветви 39,5 км, а со станционными путями — 90 км. На ветви построены четыре остановочных пункта, один разъезд, двадцать три производственных и разгрузочных тупика и мост через р. Сестру.

Мост через р. Сестру — однопролетный, с типовым металлическим строением расчетным пролетом 87,6 м. Опоры моста выполнены массивными, бетонными и основаны на деревянных сваях. Мост рассчитан под нагрузку H_7.

По окончании строительства канала линия Вербилки — Большая Волга сдана Ярославской ж. д. и находится в настоящее время в нормальной постоянной эксплоатации.

ГЛАВА II

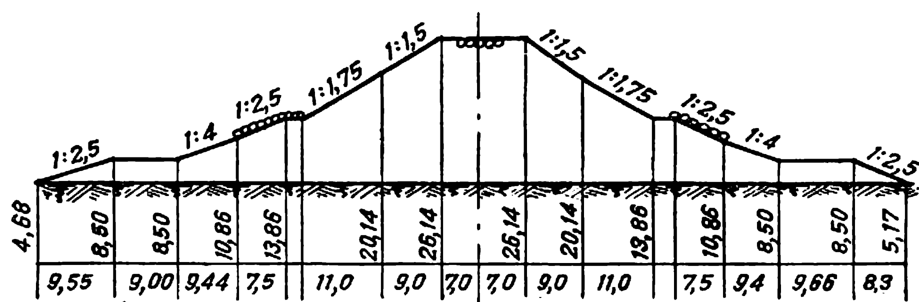
ПЕРЕУСТРОЙСТВО МАГИСТРАЛЬНЫХ И ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ

При сооружении канала переустроены следующие магистральные шоссейные дороги:

1) Дмитровское шоссе;
2) Волоколамское шоссе;
3) Ленинградское шоссе.

1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ДМИТРОВСКОГО ШОССЕ

Дмитровское шоссе переустроено в связи с тем, что оно пересекается каналом дважды: в пределах Клязьминского водохранилища, у ст. Хлебниково Савеловской линии Ярославской ж. д. и в нижнем подходе к шлюзу № 3 близ ст. Яхрома той же дороги. Кроме того на протяжении 10,3 км в районе ст. Икша и Икшинского водохранилища Дмитровское шоссе перенесено на новую трассу по измененному направлению.



Фиг. 10. Примерное сечение насыпи в отводе Дмитровского шоссе у подхода к мосту через Клязьминское водохранилище.

В связи с пересечением Дмитровского шоссе (на 24-м километре) Клязьминским водохранилищем потребовалось построить мост через водохранилище и поднять на большом протяжении полотно шоссейной дороги. На переустроенном участке трасса Дмитровского шоссе по существу проложена по новому направлению, в 20—50 м от существующего.

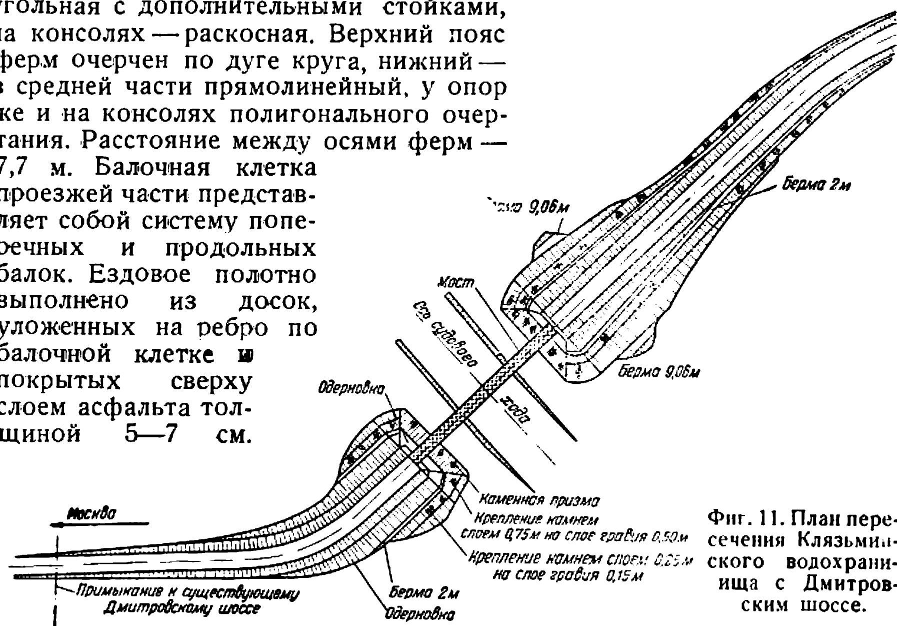
Ширина земляного полотна переустроенного участка 13,0 м при ширине проезжей части 6,0 м. Тип покрытия на подходах к мосту — булыжная мостовая. Минимальный радиус закругления — 150 м и максимальный уклон — 4%. Насыпь подходов возле самого моста достигает высоты 21,2 м, ширина зеркала воды в месте пересечения — свыше 500 м. Вследствие этого конструкция подходов к мосту выполнена по индивидуальному проекту на основе расчета головной части насыпи на устойчивость. Поперечное сечение насыпи и план подходов приведены на фиг. 10 и 11.

На подходах к мосту, в пределах подтопления насыпи, отсыпаны бермы, укрепленные каменной наброской на слое щебня.

В подошве лобовой части насыпи отсыпаны каменные упорные призмы.

На пересечении с каналом построен однопролетный двухконсольный мост, расчетный пролет которого — 107.8 м; длина консолей — 23,10 м. Фасад и разрезы моста приведены на фиг. 12, а общий вид представлен на фиг. 13. Ширина проезда на мосту составляет 6,5 м, ширина тротуаров — по 1,5 м. Опоры моста — бетонные, в виде отдельных столбов под каждую ферму на общем фундаменте, основанном на деревянных сваях.

Пролетное строение моста — металлическое двухконсольное с пониженными опорными узлами. Система решетки в пролете — треугольная с дополнительными стойками, на консолях — раскосная. Верхний пояс ферм очерчен по дуге круга, нижний — в средней части прямолинейный, у опор же и на консолях полигонального очертания. Расстояние между осями ферм — 7,7 м. Балочная клетка проезжей части представляет собой систему поперечных и продольных балок. Ездовое полотно выполнено из досок, уложенных на ребро по балочной клетке и покрытых сверху слоем асфальта толщиной 5—7 см.



Фиг. 11. План пересечения Клязьминского водохранилища с Дмитровским шоссе.

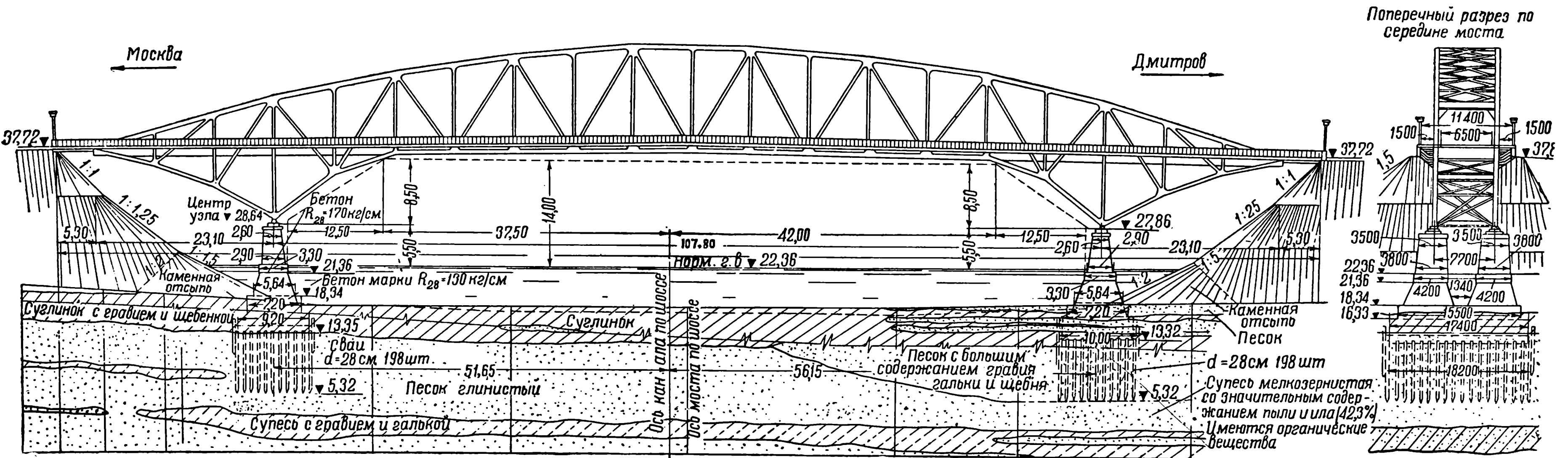
Мост рассчитан на временную нагрузку по схеме H_{10}. Сопряжение моста с насыпями выполнено с помощью специальных переходных пролетов.

Необходимо отметить, что в первый период эксплоатации на обоих берегах возникли просадки насыпи подходов к мосту, что следует отнести за счет несколько неудачной конструкции упорных каменных призм, не предусматривающей гравийного промежуточного слоя на стыке внутренней поверхности призмы с грунтом насыпи. Под действием воды, омывающей каменную призму, сквозь поры этой призмы вымывался грунт, в результате чего и образовались просадки земляного полотна подходов.

После того как наружная поверхность этих призм была покрыта слоями песка и гравия, пригруженными каменной наброской, указанные деформации приняли затухающий характер. Движение по новой трассе шоссе открыто в октябре 1936 г.

На новом участке шоссе кроме моста через канал построены два железобетонных моста с отверстиями 4 и 6 м.

Вторично Дмитровское шоссе пересекается с каналом, как указано выше, близ ст. Яхрома Савеловской линии Ярославской ж. д. (в нижнем подходе шлюза № 3). В месте пересечения с каналом построен однопролетный мост с двухконсольным металлическим про-

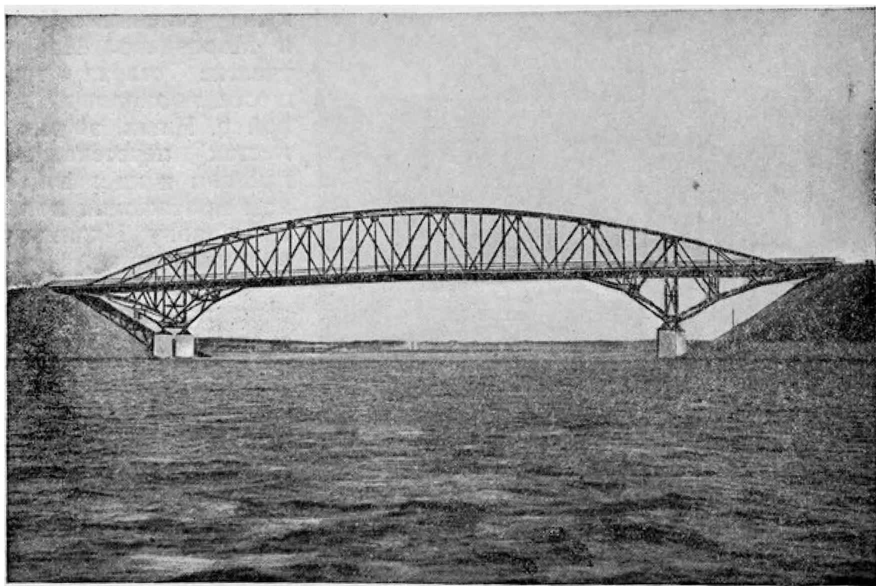


Фиг. 12. Мост через Клязьминское водохранилище на Дмитровском шоссе; фасад и поперечный разрез по середине моста.

летным строением, тождественным примененному для моста на Дмитровском шоссе у с. Хлебниково. Опоры моста запроектированы также по типу опор шоссейного моста у Хлебниково и отличаются лишь размерами, что обусловлено различием в высотах насыпи.

Старое направление шоссе на перегоне между станциями Турист и Яхрома неоднократно пересекалось с трассой канала, местами вообще совпадая с ней. Это обстоятельство сразу же заставило принять решение о переносе Дмитровского шоссе на этом участке на новую трассу.

Новая трасса шоссе от ст. Турист идет вдоль канала с западной стороны его. В месте пересечения канала с отводом Савеловской линии Ярославской ж. д. новая трасса шоссе пересекается с железной дорогой в разных уровнях, проходя в один из пролетов подходной



Фиг. 13. Общий вид моста через Клязьминское водохранилище.

эстакады железнодорожного моста. За ст. Яхрома Савеловской ж. д. Дмитровское шоссе сворачивает вправо и, пересекая канал, вливается в существовавшую ранее трассу. На этом участке Дмитровскому шоссе придана ширина земляного полотна 10,5 м при ширине проезжей части 5,5 м. Покрытием служит гудронированное щебеночное шоссе (толщина щебеночного покрытия 0,06 м) по каменному пакеляжу толщиной 0,12 м. На подходах к мосту в пределах высоких насыпей проезжая часть была временно (до окончания осадки земляного полотна) замощена булыжным камнем.

Минимальный радиус закруглений на переустроенном участке — 150 м, максимальный уклон — 4%, и лишь в подходе к мосту допущен подъем 4,3%. Полная длина переустроенного участка — 5.0 км.

Представляет интерес железобетонный мост, сооруженный на отводе Дмитровского шоссе, через отводящий канал Яхромского водосброса. Общий вид этого моста представлен на фиг. 14. Мост балочный двухконсольный; расчетный пролет — 37,2 м; длина консолей — 17,0 м. Расчетная нагрузка — по схеме H_{10}, ширина проезда — 6.5 м, а тротуаров — по 1,5 м. Пролетное строение опирается на быки посредством железобетонных опорных частей, причем подвижные опорные части запроектированы в виде качающихся валков. Быки моста — бетонные, фундаменты их основаны на деревянных сваях.

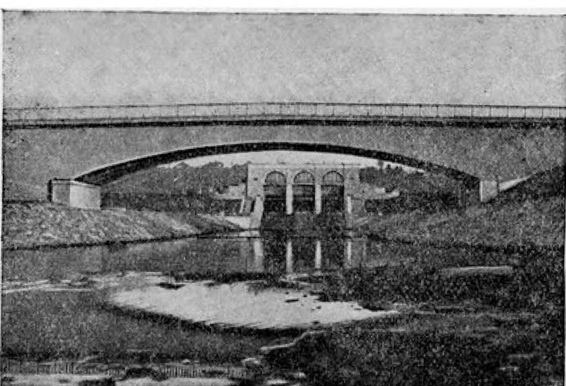
Как видно на фиг. 14, к консолям крайних балок подвешены тонкие декоративные плиты (из железобетона), закрывающие просвет между пролетным строением и конусом насыпи.

Следует отметить значительный вынос (17,0 м) консолей моста, равный почти половине пролета.

В июне 1937 г. Мостоиспытательной станцией Московского автомобильно-дорожного института (МАДИ) было произведено испытание этого, а также и всех остальных построенных мостов статической и динамической нагрузкой, давшее хорошие результаты.

Кроме перечисленных искусственных сооружений на рассмотренном участке шоссе построена железобетонная труба отверстием 0,85 м.

Как указывалось выше, Дмитровское шоссе подверглось переустройству также в районе ст. Икша Савеловской линии Ярославской ж. д. или, точнее, между селениями Черное и Морозцево. На этом участке старая трасса шоссе, проходящая долиной р. Икши, во многих местах пересекалась с каналом и на значительном протяжении попадала в зону Икшинского водохранилища.



Фиг. 14. Мост через отводящий канал Яхромского водосброса. На заднем плане—водосброс.

Шоссе здесь проведено по новой трассе, смещенной, так же как и железная дорога на этом участке, к западу от канала, т. е. выше по косогору долины р. Икши. Новые трассы шоссе и железной дороги идут параллельно в расстоянии 40—45 м друг от друга. В районе ст. Трудовая шоссе пересекает железную дорогу. В месте пересечения построен железобетонный рамный путепровод общей длиной поверху 25,8 м. Этот путепровод, ширина проезда которого равна 5,5 м, рассчитан под нагрузку H_{10}.

Кроме того на отводе шоссе выстроены 10 деревянных балочных и ригельно-подкосных мостиков через ручьи и овраги (общая длина мостов — 160 м) и четыре железобетонные трубы с отверстиями по 0,85 м (общая длина их 77 м).

Мосты построены по проектам, составленным применительно к существующим типам на нагрузку H_8 при ширине проезда 6,0 м.

Минимальный радиус закруглений на отводе шоссе — 175 м, максимальный уклон — 5%. Ширина земляного полотна — 10,5 м, а ширина проезжей части — 5,5 м; покрытия — щебеночное или гравийное, а на подходах к мостам — частично булыжная мостовая.

Основные работы по переустройству шоссе в районе Икши были закончены в ноябре 1935 г. Полная длина переустройства — 10,43 км. В период 1936—1937 гг. после осадочных ремонтов проезжая часть шоссе полностью загудронирована.

2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ВОЛОКОЛАМСКОГО ШОССЕ

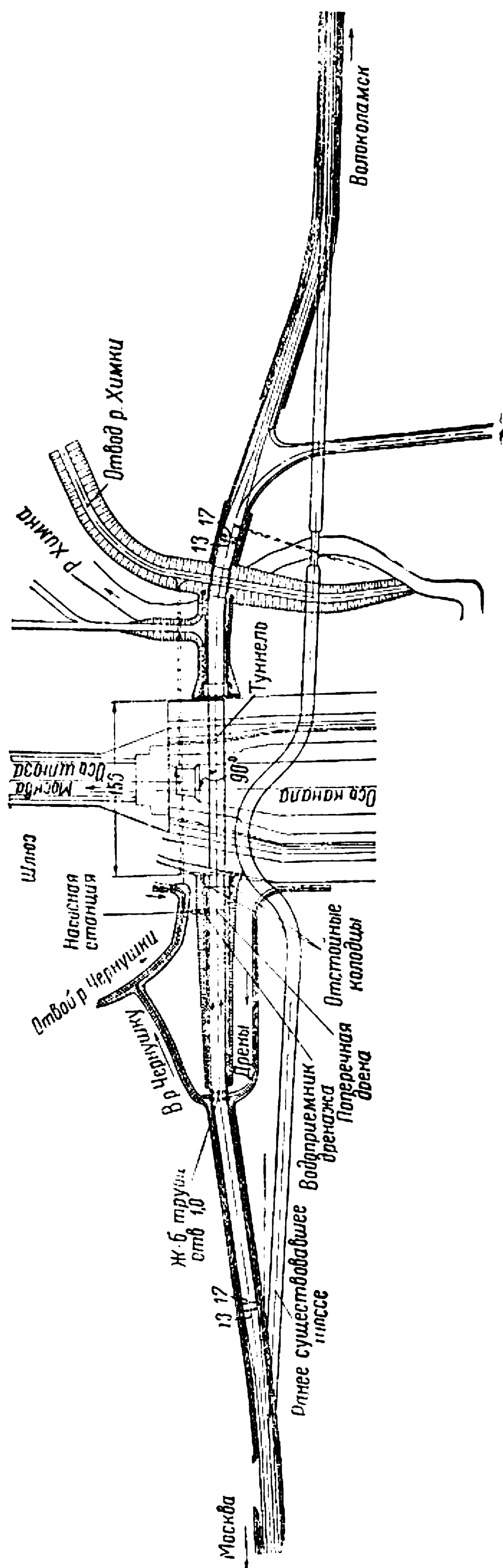
Переустройство Волоколамского шоссе в связи со строительством канала выполнено на двух участках: в районе поселка Покровское-Глебово, где шоссе пересекается с каналом Москва—Волга, и вблизи Тушино — в месте его пересечения с отводящим каналом Сходненской ГЭС.

С каналом Москва — Волга Волоколамское шоссе пересекается возле верхней головы шлюза № 8, неподалеку от прежнего пересечения шоссе со старой трассой Калининской ж. д. В этом месте в целях достижения прямого пересечения железной дороги старую трассу шоссе сильно искривили, что чрезвычайно стесняло движение. При переустройстве шоссе в месте пересечения с судоходным каналом эта излучина спрямлена. Пересечение осуществлено путем пропуска шоссе в т у н н е л е п о д к а н а л о м. Туннель, выполненный из железобетона, имеет длину между гранями оголовков 150,0 м и в поперечном разрезе разделен на две секции, в каждой из которых имеется проезд шириной 6,5 м и тротуар шириной 1,5 м. Подробное описание туннеля проведено ниже в гл. II раздела «Туннели».

Трасса шоссе в подходе к туннелю пролегает в выемках. На подходах к туннелю ширина земляного полотна равна 17,0 м, а проезжей части — 13,0 м (габариты шоссейной дороги были приняты специальные, поскольку рассматриваемый участок переустройства находится в пределах Москвы). Минимальный радиус закругления — 300 м, максимальный уклон — 3⁰/₀. Покрытие представляет собой булыжную мостовую толщиной 0,18 м на слое песка 0,17 м, впоследствии покрытую асфальтом.

Полная длина переустроенного участка равна 1,133 м. В результате спрямления излучины, произведенного при переустройстве, шоссе укоротилось на 20 м (фиг. 15).

При сооружении подходов к туннелю были при-



Фиг. 15. План участка Волоколамского шоссе в месте пересечения с судоходным каналом.

Начало дренажных канав

Суглинок рыхлый, местами плотный, грубый, с редкой галькой и гравием

Проектный профиль

Легкий суглинок достаточно влажный, местами насыщен водой

Поперечная дрена

Исполн. профиль по оси полотна

Дно дренажных канав

Ось трубы

Дренаж

Супесь легкая, иловатая, с редкой галькой и гравием, водоносная

Супесь

Поперечная дрена

Ось канала

Отношение масштабов гор. : верт. = 1:5

Супесь

Песок среднезернистый, местами илистый с редкой галькой

Песок среднезернистый, местами глинистый, с редкой галькой

Разрез по A-B

Песок

Суглинок мореный

Разрез по C-D

Гравий

Гравий 1-2,5 см

Крупный дренажный песок

Песок

Верхняя и нижняя грань слоя гравия

Дренажные трубы d-0,15

Галька

По 0,15

Фиг. 16. Продольный профиль дренажа на подходах Волоколамского шоссе к туннелю под судоходным каналом.

няты специальные меры по дренированию земляного полотна, так как уровень грунтовых вод, установившийся после сооружения канала, был близок к отметкам верха земляного полотна. На протяжении около 70 м перед въездами в туннель под проезжей частью устроена гравийная подушка толщиной до 1 м. Ниже подушки, по всей ширине проезжей части, устроен дренаж из крупного песка, гравия и гальки общей толщиной 90 см. Кроме того на протяжении 170 м в каждую сторону от туннеля заложены по обеим боковым сторонам подходов дренажи под кюветами. Когда уровень грунтовых вод повышается, то с помощью устроенной системы дренажа вода отводится в специальные водосборные колодцы (устроенные возле туннеля), откуда она удаляется уже при помощи насосов. Устройство дренажа представлено на фиг. 15 и 16. На переустроенном участке шоссе построен железобетонный балочно-консольный мост через р. Химку. Расчетный пролет его 14,0 м; длина каждой консоли — 5,35 м. Мост рассчитан под автомобильную нагрузку по схеме H_{10} и трамвайную нагрузку по схеме московского трамвая. Габарит специальный: ширина проезда 15,0 м, тротуары — по 3,0 м.

На московском подходе построена железобетонная труба отверстием 1,0 м.

Движение по переустроенному участку открыто с августа 1936 г.

Вблизи ст. Тушино Калининской ж. д. произведено на протяжении 1,42 км спрямление Волоколамского шоссе и построен железобетонный мост через отводящий канал Сходненской ГЭС.

Переустройство Волоколамского шоссе на этом участке вызвано необходимостью углубления и спрямления русла р. Сходни, используемого для отводящего канала от ГЭС (фиг. 17).

Трасса переустроенного шоссе запроектирована в соответствии с проектом планировки Москвы и проходит по прямой; лишь в местах примыкания к старому направлению шоссе трасса проходит по кривым с радиусами, равными с одной стороны 500 м, а с другой — 150 м. Наибольший уклон принят в 3%. Ширина земляного полотна на спрямлении равна 14,0 м, на подходах к мосту она увеличивается (соответственно ширине моста) до 32,0 м, а в местах примыкания к старой трассе (на участках длиной 50,0 м) суживается до ширины земляного полотна существующего шоссе (10,0 м). Ширина проезжей части равна 12,0 м, на переходных же участках, т. е. при подходе к мосту и в местах примыкания к старой трассе, проезжая часть соответственно расширяется до 25,0 м и суживается до 6,0 м [1].

Новая трасса шоссе пересекает отводящий канал ГЭС под углом 49°. Мост через отводящий канал — косой, трехпролетный, балочный, консольной системы (фиг. 18). Расчетный пролет двухконсольных балок—26,82 м; длина консолей: береговых по 11,5 м и в среднем пролете — по 7,82 м. Расчетный пролет подвесной балки — 18,8 м. Полная длина моста 111,2 м.

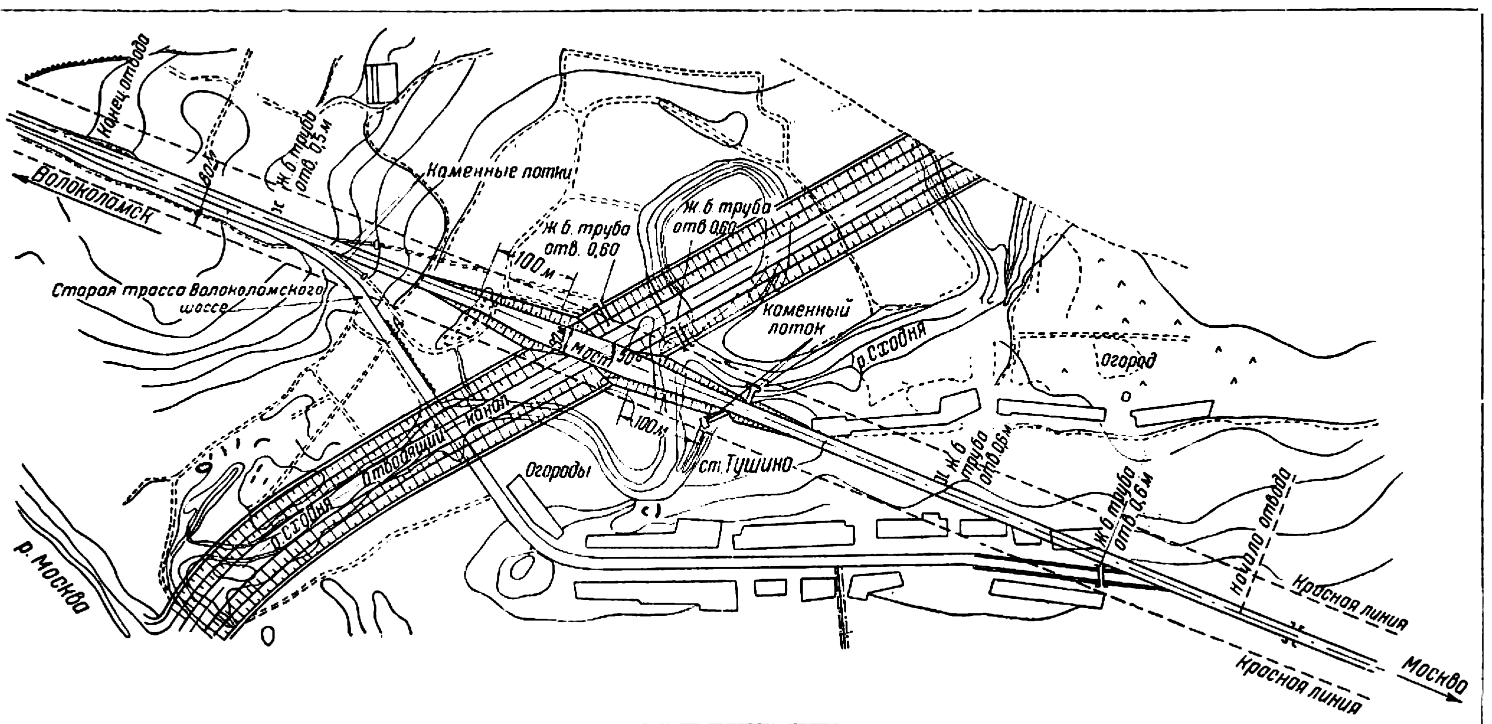
Мост запроектирован под автомобильную нагрузку по схеме H_{12} и трамвайную по схеме московского трамвая. Ширина проезда на мосту — 25,0 м; тротуары — по 3,0 м.

Пролетные строения имеют 8 главных балок, расположенных (см. поперечное сечение) на расстоянии 4,43 м друг от друга (между осями). Очертание нижних граней балок сделано по параболе. Крайние главные балки на береговых консолях имеют декоративные стенки (в виде тонких железобетонных плит), закрывающие пространство между консолями и конусом.

Опоры моста — массивные бетонные с фундаментными основами на деревянных сваях (в котлованах со шпунтовым ограждением).

---

[1] Впоследствии при общей реконструкции Волоколамского шоссе габарит его был приведен в соответствие с построенным мостом.



Фиг. 17. План спрямления Волоколамского шоссе вблизи ст. Тушино.

Опорные части выполнены из железобетона: подвижные — в виде качающихся призматических валков, неподвижные — в виде железобетонных подушек. В местах опирания пролетного строения и валков проложены свинцовые листы.

Фиг. 18. Фасад и поперечные разрезы моста через отводящий канал Сходненской ГЭС.

3. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЛЕНИНГРАДСКОГО ШОССЕ

Ленинградское шоссе переустроено на участке возле сел. Химки, в месте пересечения шоссе с Химкинским водохранилищем, а также на нескольких участках между городами Калинин и Клин, где трасса шоссе на ряде участков подтапливалась подпором от Иваньковской плотины.

На участке возле сел. Химки ось Ленинградского шоссе пересекается с осью судового хода в Химкинском водохранилище под углом 32°25′. Направление шоссе сохранено прежнее и произведена лишь подъемка насыпи, высота которой у моста ныне достигает 21 м. Взамен существовавшей ранее каменной трубы, пропускавшей под полотном шоссе р. Химку, построен мост через Химкинское водохранилище.

Минимальный радиус закруглений на реконструированном Химкинском участке шоссе — 500 м, максимальный уклон — 3%. Ширина земляного полотна — 16 м, а проезжей части 11 м. Так как насыпи в подходах, характеризующиеся значительной высотой, затопляются на некотором протяжении водохранилищем, то пришлось эти насыпи, равно как и конусы моста, выполнить по индивидуальному проекту, определявшему не только очертание поперечного профиля, но и конструкцию самой насыпи (фиг. 19).

В зоне подтопления вдоль насыпей подходов отсыпан банкет до отметки, превышающей на 1,5 м наивысший уровень воды в водо-

Фиг. 19. План пересечения канала Москва—Волга Ленинградским шоссе: *а*—подход к Химкинскому шоссейному мосту с московской стороны; *б*—переход и головные части подходов к мосту; *в*—поперечный разрез насыпи (по *А—В*) в подходе с московской стороны; *г*—подход к мосту с ленинградской стороны.

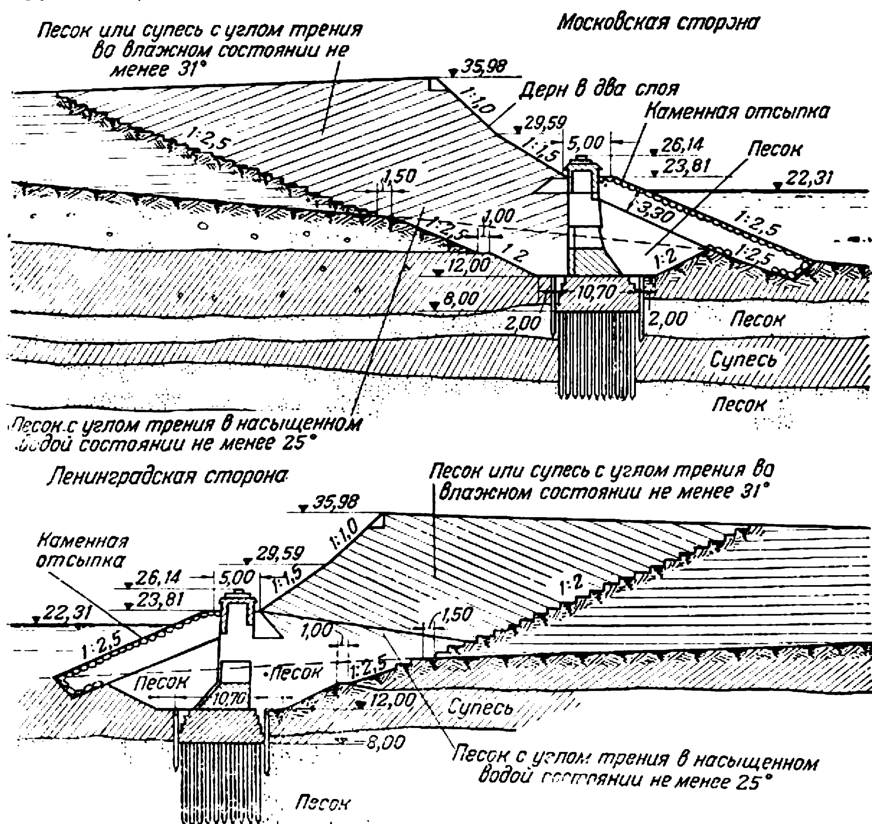
хранилище. Ширина банкета поверху — 5,0 м. Откосы насыпей подходов в верхней части (на первых сверху шести метрах высоты) имеют крутизну 1 : 1,5, в нижней части — 1 : 1,75. Откосы банкета — 1 : 2,5. Откосы конуса в верхней части имеют уклон 1 : 1, ниже до банкета — 1 : 1,5 (фиг. 20). Насыпи подходов отсыпаны из песчаных грунтов местного карьера (в пойме р. Химки), доставлявшихся на место автомашинами; укатка насыпи производилась гусеничными тракторами и прицепными катками. Банкеты отсыпаны из песка, откосы их укреплены двойным слоем камня на слое гравия. В подошвах конусов отсыпаны каменные упорные призмы с заполнением пустот гравием. Откосы конуса выше банкета укреплены дерновкой.

Мост через Химкинское водохранилище имеет три пролета, из них средний (135,0 м) — в виде металлической решетчатой арки с повышенной затяжкой, а крайние — в виде консольных балок (по 81,0 м). Опоры — бетонные, фундаменты их основаны на деревянных сваях. Подробное описание моста приводится ниже в разделе «Металлические мосты».

На время сооружения моста и устройства подходов к нему был построен обходный путь с временным деревянным мостом через р. Химку. Движение по вновь построенному постоянному мосту и реконструированному участку шоссе открыто с 5 ноября 1936 г.

Переустройство отдельных участков Ленинградского шоссе на участке Клин — Калинин, как уже указывалось выше, было вызвано их подтоплением от подпора, создаваемого Иваньковской плотиной на Волге и ее притоках: р. Шоше, ручье Перемерковском и ряде других малых ручьев.

В плане почти все переустраиваемые участки сохранили трассу существовавшего шоссе (исключение составляют переход через р. Шошу и участок у сел. Мелково, где увеличен до 300 м радиус закругления).



Фиг. 20. Продольные разрезы насыпей в подходах к Химкинскому шоссейному мосту.

В местах, где не требовалось повышать отметку насыпи, производилась только присыпка земляного полотна в целях его расширения, а также для уменьшения крутизны и для укрепления откосов. На остальных участках земляное полотно — одновременно с его расширением и уменьшением крутизны откосов в его нижней части до 1 : 2 — было поднято до отметок, превышающих самые высокие горизонты воды в водохранилище на 0,6—1,0 м (в зависимости от характера подтопления). При досыпке земляного полотна старая проезжая часть, как правило, разбиралась.

Наименьший радиус закруглений на переустроенных участках — 300 м, наибольший продольный уклон — 4%. Ширина земляного полотна равна 18,0 м, а проезжей части — от 6,0 до 9,0 м. Тип покрытия — мостовая из каменной шашки твердых пород толщиной 0,18 м на слое песка в 0,23 м.

Откосы земляного полотна укреплены в зависимости от степени подтопления их водохранилищем одним из следующих способов:

а) при глубине подтопления максимальным весенним горизонтом воды до 1,5 м — одерновкой;

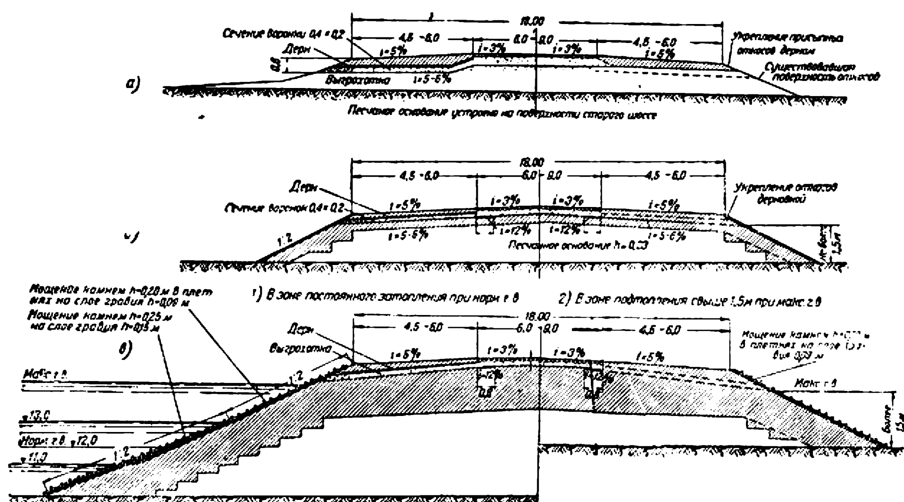
б) при глубине подтопления максимальным весенним горизонтом более 1,5 м — укладкой камня слоем 0,2 м в плетневых клетках на слое гравия 0,09 м и

в) в зоне постоянного затопления, между отметками 11,0—13,0 — усиленным креплением слоя камня до 0,25 м на гравийной постели до 0,15 м.

Типовые поперечные профили земляного полотна и крепление откосов показаны на фиг. 21.

Общее протяжение переустроенных участков составляет 20 км.

На переустроенных участках выполнены следующие работы по возведению и реконструкции искусственных сооружений:



Фиг. 21. Типовые поперечные профили земляного полотна переустроенных участков Ленинградского шоссе: *а* — при незначительных подъемах без разборки существовавшей проезжей части; *б* — при участках небольших (до 1,5 м) подтоплений; *в* — на участках больших (свыше 1,5 м) подтоплений и на постоянно затопляемых участках.

1. Построен четырехпролетный балочный мост через Перемерковский ручей. Пролетные строения моста — железобетонные, расчетным пролетом 17,3 м. Быки — массивные бетонные; фундаменты их заложены в открытых котлованах на деревянных сваях; устои построены в виде железобетонных столбов на общих фундаментах, основанных также на деревянных сваях.

По указанию Гушосдора (Главного управления шоссейных дорог) мост рассчитан под нагрузку H_{13} и дополнительную нагрузку в соответствии с ТУ на проектирование автомагистралей.

Габарит моста — Г-12. Ширина проезжей части — 12 м, тротуары — по 1,25 м.

2. Согласно первоначальному предположению о постройке нового моста через р. Шошу с установкой на новые опоры старых пролетных строений существовавшего железнодорожного моста через ту же реку были выстроены бетонные устои для этого моста. Фундаменты устоев основаны на деревянных сваях. Выполнены работы по устройству подходов и конусов и их укреплению.

Дальнейшее производство работ вследствие неполучения у НКПС старого пролетного строения Строительством канала было приостановлено с тем, чтобы временно продолжать пользоваться существую-

щим мостом. Окончание работ и размещение заказа на новые пролетные строения были возложены на Гушосдор.

3. Реконструированы путем надстройки щековых стен сводов восемь каменных мостов отверстиями от 2 до 6 м и построен один новый мост отверстием 5 м, с пролетным строением в виде железобетонной плиты, опирающейся на бетонные опоры.

Работы на большинстве участков были выполнены с переводом движения на обочины, и лишь на одном участке движение было переведено на временный обходный путь.

Все участки были сданы в эксплоатацию в 1937 г.

ГЛАВА III

ПЕРЕУСТРОЙСТВО ШОССЕЙНЫХ ДОРОГ МЕСТНОГО ЗНАЧЕНИЯ

В связи с сооружением канала Москва — Волга были переустроены и вновь сооружены некоторые шоссейные дороги местного значения (в том числе для обслуживания канала), а также построено несколько мостов (преимущественно городских). К основным объектам этих работ относятся:

1) Хорошевское шоссе, включая Хорошевский мост (Москва);
2) Мневниковское шоссе, включая мост через шлюз № 9 (Москва);
3) мосты через деривационный канал (Москва);
4) Рогачевское шоссе с мостом через канал (Дмитров);
5) служебное шоссе Дмитров — Большая Волга и шоссе вдоль Водопроводного канала.

1. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ХОРОШЕВСКОГО ШОССЕ

Переустройство Хорошевского шоссе было вызвано тем, что оно пересекалось спрямляющим русло Москва-реки Хорошевским каналом. Так как это спрямление отрезало почти всю территорию Серебряного бора и расположенный здесь участок Хорошевского шоссе от центральной части Москвы, то для восстановления связи между этими двумя территориями потребовалось соорудить мост и переустроить шоссе на подходах к нему. Район пересечения находится в черте Москвы, в силу чего мосту и подходам к нему приданы размеры, отвечающие требованиям столичного уличного движения.

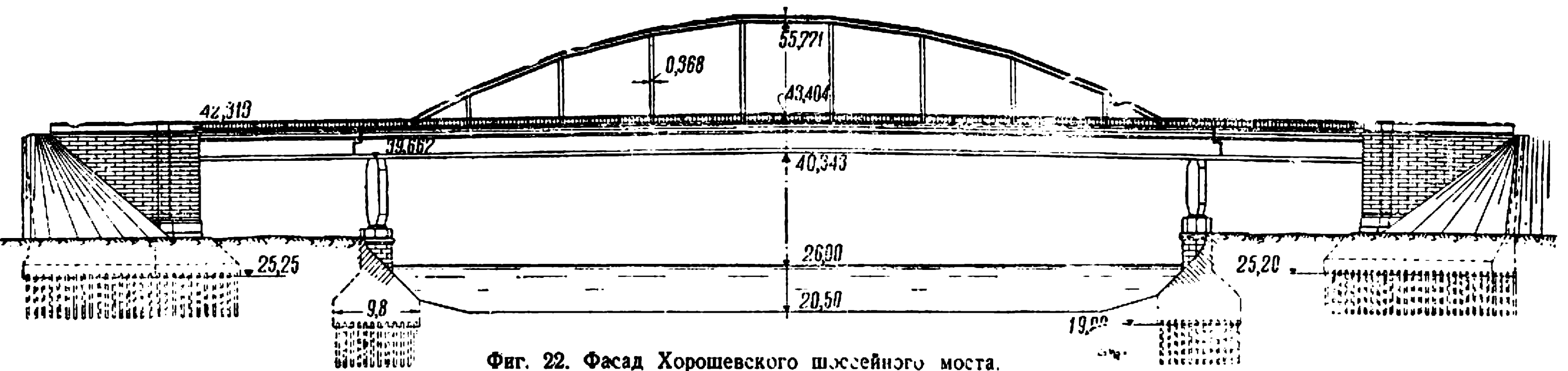
Расположение моста и подходов в плане выбрано с учетом проекта намеченной реконструкции этого района, согласно красным линиям, указанным Моссоветом.

Ввиду того что Хорошевское шоссе пересекает спрямление Москва-реки под углом 67°02', мост построен в плане косым. Мост разбит на три пролета (фиг. 22), из которых средний перекрыт железобетонным пролетным строением в виде гибкой арки с балкой жесткости (затяжкой), расчетным пролетом 100,8 м, а два береговых — балочными железобетонными строениями расчетным пролетом по 23,75 м. Средним пролетом перекрывается канал, крайними пролетами — набережные.

Ширина проезда на мосту — 19,0 м. Тротуары — по 3,0 м. Мост рассчитан на автомобильную нагрузку по схеме H_{12} и трамвайную по схеме T_{13}. Подробное описание моста и производство работ по его постройке приведены ниже в разделе «Железобетонные мосты».

Московский подход к мосту имеет длину 387 м. Минимальный радиус закругления 100 м, максимальный уклон — 2%. Ширина проезжей части, составляющая на самом шоссе 6,0 м, увеличивается на подступе к мосту до 19,0 м.

На подходе со стороны Серебряного бора протяжением 432 м



Фиг. 22. Фасад Хорошевского шоссейного моста.

Фиг. 23. План перехода шлюза № 9
(в Карамышевском спрямлении) Мневниковским шоссе.

ширина земляного полотна доходит до 30,0 м (ширина проезжей части та же, что и на Московском подходе). Минимальный радиус принят здесь равным 100 м, максимальный уклон — 4%.

Тип покрытия на всем протяжении переустроенного участка — асфальтобетон на щебеночном основании.

Со стороны Серебряного бора кроме земляного полотна Хорошевского шоссе устроен 840-м съезд к сел. Татарово. Ширина земляного полотна этой дороги — 9,0 м, проезжей части — 6 м. Тип покрытия — гравийное шоссе.

Переустроенный участок шоссе и мост через спрямляющий канал сданы в эксплоатацию в августе 1937 г.

2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО МНЕВНИКОВСКОГО ШОССЕ

Карамышевское спрямление Москва-реки (с расположенным на нем шлюзом № 9) отрезает от столицы значительную территорию, огибаемую петлей этой реки. В соответствии с намеченным проектом реконструкции Москвы отрезанная территория должна быть использована для устройства большого спортивного стадиона; кроме того на ней подлежали сохранению и существовавшие здесь ранее поселки. Территорию эту связывала прежде с Хорошевским шоссе дорога, называемая Мневниковским шоссе.

При устройстве пересечения Мневниковского шоссе с Карамышевским спрямлением Москва-реки участок шоссе длиной 1,61 км проложен по новой трассе. Выбор места пересечения реки был намечен в результате подробных изысканий, в соответствии с намечаемой планировкой города. Ввиду того что шоссе имеет местное значение, при переустройстве его были применены несколько облегченные технические условия, в частности минимальный радиус закруглений — 50 м, а максимальный уклон — 3,9%.

Ширина земляного полотна принята равной 10 м с увеличением ее на подступе к мосту до 17,5 м. Ширина проезжей части — соответственно 6—12 м. Тип покрытия проезжей части — щебеночная мостовая толщиной 0,15 м на слое песка 0,20 м; на подходах к мосту, в пределах высокой насыпи, уложена булыжная мостовая толщиной 0,18 м на слое песка 0,17 м.

В пересечении шоссе с Карамышевским спрямлением Москва-реки через шлюз № 9 (фиг. 23) построен железобетонный балочный двухконсольный мост расчетным пролетом 45 м. Описание моста и производства работ по его сооружению приведено ниже, в разделе «Железобетонные мосты».

3. МОСТЫ ЧЕРЕЗ ДЕРИВАЦИОННЫЙ КАНАЛ

На территории, отрезанной от Волоколамского шоссе деривационным каналом, расположены промышленные предприятия и жилой поселок. Для восстановления связи этих предприятий и поселка с центром Москвы потребовалось соорудить два моста (железобетонных) через указанный деривационный канал Сходненской ГЭС. Мосты построены по одной схеме и имеют по три пролета, перекрытых двумя двухконсольными балками с подвеской в среднем пролете. Пролет двухконсольной балки — 16,0 м; длина консолей — по 6,0 м. Пролет подвесной балки равен 11,0 м. Полная длина моста составляет 67,0 м (фиг. 24). Опорные части моста — железобетонные, обычного типа. Опоры — бетонные массивные, заложенные в открытых котлованах непосредственно на грунте. У моста, расположенного на 1-м проезде, котлованы всех опор были ограждены деревянным брусчатым шпунтом, у моста же, расположенного на 2-м проезде, шпунтом были ограждены лишь средние опоры.

Описанные мосты различаются лишь по габариту: мост на 1-м проезде имеет проезжую часть шириной 12,0 м и два тротуара по 1,5 м, у моста же на 2-м (основном) проезде соответствующие размеры равны 25,0 и 3 м (для каждого тротуара). Этим определяется различие в количестве главных балок и их армировании.

Испытание мостов статической и динамической нагрузкой дало положительные результаты.

4. ПЕРЕСЕЧЕНИЕ КАНАЛА РОГАЧЕВСКИМ ШОССЕ В ДМИТРОВЕ

Старая трасса шоссе пересекалась с каналом в центральной части Дмитрова. При сохранении этого пересечения потребовалось бы поднять бровку полотна на 14,5 м. Возведение такой высокой насыпи в центре города было признано недопустимым, поэтому на протяжении 2,23 км шоссе пришлось вывести на новую трассу, пересекающуюся с каналом на окраине города — по 2-й Огородной ул.

Пересечение канала осуществлено под углом 83°20′, однако мост через канал вследствие незначительности угла косины устроен прямым. Минимальный радиус закругления на отводе шоссе равен 150 м, максимальный уклон — 5,5%. Ширина земляного полотна — 8,5 м, а проезжей части — 5,5 м. Поперечный профиль земляного полотна — нормального типа. Проезжая часть выполнена в виде булыжной мостовой при толщине мощения 0,16 м на 17-см слое песка.

Мост через канал металлический однопролетный двухконсольный балочный, запроектированный по типу мостов через канал на Дмитровском шоссе у станций Хлебниково и Яхрома; расчетный пролет — 108,5 м, длина консолей — по 15,5 м. Мост рассчитан под нагрузку H_{10}.

Ширина проезжей части моста — 5,5 м, тротуаров — по 1,5 м (тротуары вынесены на консоли). Настил проезжей части состоит из деревянных досок, уложенных на ребро по балочной клетке; поверх дощатого настила уложен слой асфальта.

Опоры моста — бетонные, в виде отдельных столбов под каждую ферму, с общими фундаментами, основанными на деревянных сваях. Общий вид и поперечное сечение моста приведены на фиг. 25.

Вслед за пересечением канала и Савеловской линии Ярославской ж. д. (в одном уровне) новая трасса шоссе пересекает р. Яхрому.

В месте перехода через р. Яхрому построен деревянный ригельно-подкосный мост общей длиной 76,28 м. Он рассчитан под нагрузку H_8 и имеет тот же габарит, что и мост через канал.

Кроме этого на отводе Рогачевского шоссе построена бетонная труба отверстием 2,5 м и железобетонная двухочковая прямоугольная труба отверстием 2×1,0×1,5 м.

5. ПОСТРОЙКА НОВЫХ ДОРОГ, СВЯЗАННЫХ С ЭКСПЛОАТАЦИЕЙ КАНАЛА

Наиболее крупным объектом рассматриваемой группы является шоссейная дорога Дмитров — Большая Волга. Дорога начинается от разъезда Каналстрой Савеловской линии Ярославской ж. д. близ Дмитрова и идет вдоль канала на север до поселка Большая Волга. Здесь дорога пересекает Волжский шлюз (№ 1) туннелем и выходит далее по Иваньковской плотине на левый берег Волги. Местами дорога расположена по кавальерам, образовавшимся в результате выемки канала. Общее протяжение построенного шоссе—51,03 км.

Трасса этого шоссе, как и соответствующий ей участок трассы канала Москва—Волга, пересекает на своем пути три болота: Мельдинское, Бугай-Зерцаловское и Кухоловское. В основном дорога проходит в насыпях (наибольшая высота их — 7,32 м) и лишь на отдельных участках — в выемках (глубина выемок не превышает 3,56 м).

Продольный разрез

Поперечный разрез по A-B, по C-D

Условные обозначения	
	Супесь красновурая
	Песок красноватый с галькой и щебнем
	Суглинок с галькой гравием и щебнем
	Песок серый и желтый
	Песок глинистый
	наносной грунт

Фиг. 24. Фасад и разрезы шоссейного моста через деривационный канал (на первом проезде).

Максимальный уклон дороги— 4%, минимальный радиус закругления — 75,0 м.

Ширина земляного полотна за редкими исключениями равна 9,5 м, ширина проезжей части — 5,5 м. Проезжая часть покрыта гравийной 15-см одеждой, впоследствии загудронированной.

Следует отметить, что дорога Дмитров—Большая Волга связывает через Дмитровское шоссе с Москвой ряд приволжских районов Калининской области. Поэтому значение ее выходит за рамки служебной дороги канала Москва — Волга.

По существу дорога эта является новым магистральным шоссе в общей сети государственных дорог.

На трассе дороги Дмитров—Большая Волга построен ряд искусственных сооружений, в том числе:

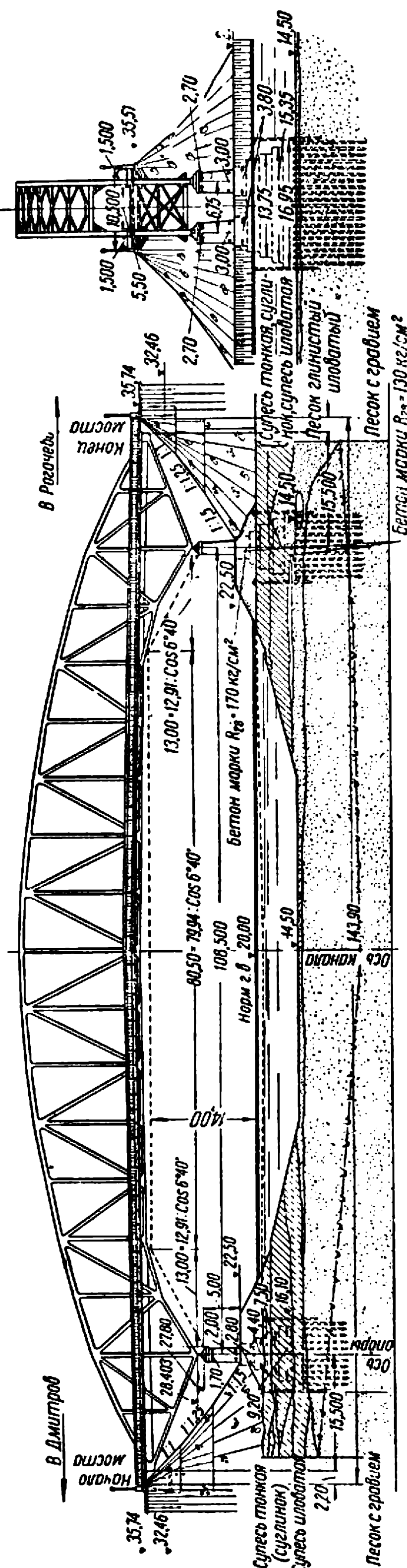
27 деревянных мостов отверстием от 1,5 до 20,0 м;

13 труб отверстием от 0,5 до 2,5 м.

Кроме перечисленных сооружений построены железобетонный мост на бетонной Иваньковской плотине и туннель под Волжским шлюзом, связывающие дорогу с левым берегом Волги. Описание туннеля приводится ниже, в разделе «Туннели».

Второй по величине из числа построенных служебных дорог является **шоссе вдоль Водопроводного канала** общим протяжением в 27,31 км; оно предназначено исключительно для обслуживания Водопроводного канала и проложено на первых 26,5 км с восточной стороны этого канала, а далее — с западной его стороны. Для перехода с одной стороны канала на другую устроен ряд пересечений.

Почти на всем протяжении полотно дороги, проходящей вдоль Водопроводного канала, построено с нулевыми насы-



Фиг. 25. Фасад и разрез шоссейного моста через канал Москва—Волга у Дмитрова.

лями; в пределах первого километра, на протяжении около 250 м, дорога проходит в выемке. Минимальный радиус закруглений — 50 м; максимальный уклон — 5%.

Полотно дороги, ширина которого равна 7,5 м, полностью покрыто гравийной одеждой (Правительственная приемочная комиссия потребовала, чтобы в дальнейшем дорога была заасфальтирована).

На трассе дороги построены следующие искусственные сооружения: 15 деревянных мостов разной длины, один из которых (через р. Клязьму) длиной 61,3 м; 8 труб из железобетона; 6 деревянных труб.

К группе служебных и подъездных дорог, построенных Строительством канала, относятся также следующие: 1) шоссе от ст. Новый Иерусалим Калининской ж. д. до Истринской плотины протяжением 12,5 км; 2) гравийная служебная дорога Акулово—Пестово—Пялово—Пирогово длиной 10,8 км; 3) ответвление от Дмитровского шоссе к селу Щапово длиной 1,6 км; 4) подъезд к Библиографическому институту от Ленинградского шоссе длиной 2,85 км; 5) дорога к сел. Н. Семешки длиной 0,9 км. Кроме того при сооружении канала построено свыше 25 более мелких подъездных дорог к шлюзам, насосным станциям, эксплоатационным поселкам, пассажирскому вокзалу, грузовой гавани, пристаням, остановочным пунктам, паромным переправам, к селениям, перенесенным из зоны затопления, к железнодорожным станциям, промышленным предприятиям и т. д.

6. ПАРОМНЫЕ ПЕРЕПРАВЫ

Как уже указывалось, канал Москва—Волга пересекает значительное количество местных дорог. Возведение постоянных мостов или туннелей на пересечениях этих дорог с каналом было бы нецелесообразным. Экономически оправданными сооружениями в этих случаях могли быть только наплавные мосты или паромные переправы. Из этих двух типов более рациональными оказались паромные переправы, потому что они менее стесняют движение судов по каналу.

Всего построено 14 таких переправ. При установлении мест для переправ руководящими критериями служили наиболее равномерное их размещение между построенными шоссейными мостами через канал и нужды местного населения. Размещение паромных переправ по трассе канала указано в табл. 1.

Таблица 1

№ п/п	Порядковый номер канала	Наименование дороги	Количество причалов для паромов
1	4	Ст. Большая Волга—Архангельское—Домнино	3
2	8	Карманово—Федоровка	3
3	13	Круглово—Мельдино—Исаково	3
4	19	Глинково—Поповка	1
5	31	Запрудня—Гать—Паньково	1
6	39	Быково—Дьяково—Петраково	1
7	44	Куминово—Ивашево	1
8	48	Фабрика—Татищево	1
9	71	Кузяево—Турист	1
10	76	Мелихово—Карпово	1
11	81	Игнатово—Икша	2
12	89	Драчево—Рождествено	2
13	98	Витенево—Юрьево	2
14	107	Новосельцево—Жестово	2

Количество паромных причалов установлено в соответствии с величиной колебания горизонта воды в местах устройства паромных переправ. Так, для переправ № 1—3 колебания горизонта воды в канале достигают 7 м, для переправ № 11—14 эти колебания доходят до 2,4 м, а для остальных переправ (где устроен один причал) — не превышают 1,3 м.

Все причалы паромных переправ выполнены из железобетона. Подробное описание конструкций паромных переправ приводится в выпуске технического отчета «Путевые сооружения канала Москва — Волга».

ГЛАВА IV

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЕРЕУСТРОЙСТВА ДОРОГ И ПЕРЕСЕЧЕНИЙ С КАНАЛОМ

1. ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ И ВЫБОР ВАРИАНТОВ

Трасса канала Москва—Волга (фиг. 1), в особенности в своей Южной части (от Дмитрова до Москвы), проходит по довольно обжитой, густо заселенной и застроенной территории. В пределах московского транспортного узла с каналом пересекается ряд важнейших магистралей железнодорожного и автогужевого транспорта.

В связи с этим перед проектировщиками и строителями дорог и мостов на канале Москва—Волга встала первоочередная задача запроектировать и построить такие пересечения канала с существующими дорогами, которые полностью обеспечили бы нормальное движение как по новому водному пути, так и по находящимся в эксплоатации дорогам, пересекающимся с каналом.

Второй (меньшей по объему) задачей дорожно-мостового строительства, связанного с каналом Москва — Волга, являлся вынос затопляемых участков железных дорог и автомобильных магистралей на более высокие отметки; наконец третья задача включала в себя постройку дорог служебных (связанных с эксплоатацией канала), дорог местного значения и городских мостов.

При решении первой задачи в качестве основных были поставлены следующие два условия: 1) обеспечение заданных Наркомводом для канала Москва—Волга подмостовых габаритов и 2) поддержание во все время постройки сооружений в местах пересечений существовавшего ранее на соответствующих магистралях нормального движения.

Для удовлетворения первого условия все дороги в месте пересечения с каналом, как правило, пришлось поднять на значительно более высокие отметки (порядка 20 м).

В зависимости от того, как удовлетворено второе условие, все пересечения дорог с каналом и реками и переустроенные в связи с подтоплением полотна участки дорог подразделяются на две группы:

1) пересечения (и переустройства), при осуществлении которых прежняя трасса дороги была оставлена без изменения и на время производства работ были построены временные обходные пути, и

2) пересечения (и переустройства), которые потребовали изменения трассы дороги на соответствующем участке, в силу чего движение во время производства работ на новой трассе продолжалось по старому направлению.

К первой группе относятся лишь следующие пересечения (и переустройства):

а) пересечение с главной линией Октябрьской ж. д. на перегоне Химки—Ховрино;

б) пересечение с Ленинградским шоссе у сел. Химки;

в) переустройство Ленинградского шоссе на перегоне Клин—Калинин (здесь лишь некоторые отдельные участки старой трассы были несколько спрямлены).

Все остальные пересечения и переустроенные участки относятся ко второй группе.

Для пересечения канала с участком Октябрьской ж. д. Химки —Ховрино сохранение старой трассы дороги было принято по ряду весьма веских соображений.

Во-первых, старая трасса железной дороги пересекалась с осью судового хода канала под прямым углом.

Во-вторых, высота существовавшей в месте пересечения насыпи достигала 17 м и для обеспечения заданных подмостовых габаритов требовалось поднять полотно лишь на 3,80 м; использование существующей насыпи таким образом значительно сокращало затраты на производство земляных работ по подходам; насыпи же под обходный путь в последующем вошли в окончательный профиль полотна как искусственные бермы, обеспечивающие ему необходимую устойчивость; уменьшение объема земляных работ, естественно, сокращало и сроки строительства.

Существовавшая насыпь позволила также значительно уменьшить высоту подмостей, тем самым сократив затраты по постройке моста.

Третьим аргументом в пользу сохранения старой трассы явилось то обстоятельство, что железнодорожный путь участка Химки — Ховрино проходит на всем протяжении по прямой и изменение плана было бы нежелательным.

При выборе варианта пересечения канала (Химкинского водохранилища) с Ленинградским шоссе у сел. Химки пришлось учесть требование дорожного ведомства и городских организаций о сохранении существующего направления шоссе.

Что касается переустройства Ленинградского шоссе на перегоне Клин—Калинин, где приходилось производить незначительную подъемку полотна дороги, то на всех участках, за исключением перехода через Перемерковский ручей, удалось обойтись даже без особо устраиваемого обходного пути; проезд в период работ поддерживался по обочинам и самому полотну; это оказалось вполне возможным потому, что движение на указанном перегоне было значительно менее интенсивным, чем у сел. Химки.

В некоторых местах пересечение канала с железными дорогами должно было получиться под таким острым углом, что сооружение моста на старом направлении потребовало бы преувеличенных затрат и вместе с тем усложнились бы все работы. В качестве примера можно привести пересечение с Савеловской линией Ярославской ж. д. между ст. Яхрома — Турист, где на протяжении около 3 км железнодорожные пути пришлось перенести на новую трассу.

Следует также отметить случаи, когда наряду с переносом трассы оказалось необходимым осуществить и переустройство хозяйства соответствующего участка. Примером может служить ст. Хлебниково Савеловской линии Ярославской ж. д., где трасса канала пересекала железную дорогу в пределах самой станции. На примыкающем к ст. Хлебниково участке, как отмечалось выше, пришлось не только отказаться от существующей оси дороги, но и переустроить все хозяйство дороги.

Особо трудной являлась задача переустройства перегона Покровское-Стрешнево — Тушино Калининской ж. д. В этом случае представлось необходимым прежде всего отказаться от старой трассы, так как условия пересечения оказались весьма сложными, а именно: а) место пересечения приходилось на верхний бьеф шлюза и требовало поэтому устройства насыпи весьма значительной высоты; б) вблизи от пересечения с каналом старой трассы Калининской ж. д. распо-

лагалось также и место пересечения канала Волоколамским шоссе; в) тут же Волоколамское шоссе пересекалось и с железной дорогой.

Приведенные выше обстоятельства потребовали комплексного решения всех трех пересечений.

В результате железная дорога на протяжении 2,7 км была вынесена на новую трассу, где пересечение осуществлено было уже через нижнюю камеру шлюза, что позволило соответственно уменьшить высоту насыпи подходов и добиться как в плане, так и в профиле трассы минимально допустимых показателей.

В месте пересечения Волоколамского шоссе с каналом спрямлена существовавшая ранее у железнодорожного путепровода излучина, за счет чего трасса шоссе на этом участке несколько сдвинута.

Так как канал в месте пересечения с шоссе (возле верхней головы шлюза) проходит в насыпных дамбах, то для обеспечения требуемых подмостовых габаритов потребовалось бы (по тем же причинам, что и для железнодорожного моста) сооружение высоких и значительных по объему насыпей; поэтому Волоколамское шоссе решено было пропустить под каналом в туннеле.

Принятое в отношении пересечений канала с Калининской ж. д. и Волоколамским шоссе решение позволило дать наиболее правильную компоновку сложного транспортного узла, уменьшить насыпи подходов железнодорожного моста, избежать их на шоссейной дороге и наконец обойтись без сооружения через канал шоссейного моста, который в этих условиях являлся бы более сложным сооружением, чем туннель.

Пересечения с каналом и переустроенные участки Дмитровского шоссе были в отдельных местах вынесены на новую трассу. Таким образом устраивать здесь временные обходы не было надобности. Трасса всех отводов шоссе (у станций Хлебниково, Икша и Яхрома) была выбрана с таким расчетом, чтобы выйти из зоны затопления, сократив этим до минимума укрепительные работы. При постройке новых участков шоссе земляные работы были осуществлены в незначительном объеме; исключением являются подходы к мостам через канал у станций Хлебниково и Яхрома, где высота насыпей определялась подмостовыми габаритами.

2. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При проектировании переустройства и постройки шоссейных и железных дорог, а также сооружений на них были соблюдены требования б. Наркомвода, НКПС, Гушосдора и московских городских организаций, а именно:

1) б. Наркомвода — в отношении обеспечения необходимых условий для судоходства;

2) НКПС — в части, касающейся железных дорог и мостов на них;

3) Гушосдора — в части, относящейся к автогужевым дорогам и мостам на них;

4) московских городских организаций — в отношении мостов и дорог, расположенных в черте Москвы.

К конструкциям мостов через канал б. Наркомводом были предъявлены следующие пять основных требований:

1) судоходный канал должен перекрываться одним пролетом, без постановки промежуточных опор;

2) на всех участках канала, где в будущем может быть организована береговая тяга, одним пролетом надлежит перекрывать судоходный канал вместе с бечевниками (мост в Дмитрове на Рогачевском шоссе, мост у ст. Яхрома на Дмитровском шоссе и мост на перегоне Турист—Яхрома Савеловской линии);

3) низ пролетного строения должен возвышаться над расчетным судоходным горизонтом не менее чем на 14,0 м;

4) надводный подмостовой габарит при переходах через водохранилища должен иметь форму прямоугольника 100 × 14 м с допуском некоторого скоса углов (мост на Октябрьской ж. д., мост на Дмитровском шоссе у сел. Хлебниково);

5) подмостовые габариты мостов через шлюзы заданы с возвышением низа пролетных строений над расчетным судоходным горизонтом (верхнего бьефа) на 14,0 м, а пролеты мостов — в соответствии с габаритами самих шлюзов.

Основные требования НКПС сводились к следующему:

1) проекты переустройства и постройки новых сооружений должны соответствовать ТУ НКПС;

2) в период производства работ надлежит обеспечить на переустраиваемых участках дороги нормальное движение и соблюдать на работах, выполняемых поблизости от действующих путей, правила технической эксплоатации железных дорог.

Со стороны Гушосдора были предъявлены требования, в основном аналогичные требованиям НКПС: обеспечить нормальное движение на переустраиваемых участках шоссейных дорог и соблюдать при проектировании действующие технические условия.

При проектировании и осуществлении переустройства дорог и постройки мостов на них Строительство канала придерживалось принципа восстановления нарушаемых транспортных обустройств.

Вместе с тем однако выполнялись и те работы, необходимость которых обусловливалась вероятной последующей реконструкцией соответствующих дорог и производство которых после постройки канала было бы к тому же невозможно или затруднено.

Аналогичные перспективные соображения являлись одним из основных критериев при переустройстве городских дорог и постройке мостов на территории, охватываемой генеральным планом реконструкции Москвы, утвержденным ЦК ВКП(б) и СНК СССР. К таким строительным объектам относились: 1) пересечения Волоколамского шоссе с судоходным каналом и с отводящим каналом Сходненской ГЭС; 2) пересечения спрямлений Москва-реки с Мневниковским шоссе и с Хорошевским шоссе; 3) мосты через деривационный канал, подводящий воду к Сходненской ГЭС. Во всех этих случаях проекты были составлены в соответствии с намеченной планировкой района, габариты — заданы городскими организациями, а расчет и конструирование произведены применительно к специальным городским нагрузкам (трамвайной и др.).

При составлении проектов переустройства магистральных железных дорог применялись технические условия на проектирование магистралей — ТУМ 1934 г., а также технические условия НКПС на проектирование мостов. Исключение составили два железнодорожных моста через канал: один близ ст. Химки на Октябрьской ж. д. и другой — на Калининской ж. д. (через шлюз № 8). На этих мостах впервые в СССР были применены железобетонные строения больших пролетов под тяжелую нагрузку (на Калининской ж. д. под два железнодорожных пути и на Октябрьской — под четыре пути). Для проектирования этих двух мостов Строительством канала были составлены (для каждого моста отдельно) особые технические условия, которыми определялись: расчетные нагрузки (при загружении более чем двух путей), ветровая нагрузка, динамические коэфициенты для различных элементов и допускаемые напряжения в железобетонных элементах, выполняемых из бетонов высоких марок.

При расчете моста на Калининской ж. д. для пролетного строения приняты марки бетона $R_{28} = 210$ кг/см² и $R_{28} = 250$ кг/см², а для мо-

ста на Октябрьской ж. д. — соответственно $R_{28} = 250$ кг/см² и $R_{28} = 300$ кг/см².

Указанные технические условия в обоих случаях были утверждены НКПС.

Несмотря на то, что большинство переустроенных участков железных дорог расположено в застроенной местности и характеризуется весьма тяжелыми топографическими условиями, лишь в двух случаях были допущены отступления от ТУМ 1934 г., выразившиеся в уменьшении радиусов закруглений на подходах к станции и к мосту (пересечение с Калининской ж. д. и пересечение Савеловской линии Ярославской ж. д. на участке Турист — Яхрома) до 450 м. Эти отступления были санкционированы специальным решением НКПС и постановлением СНК СССР.

При проектировании переустройства автогужевых дорог строительство канала руководствовалось соответствующими ТУ и Н б. Цудортранса (выпуск 1933 г.). В проектах металлических пролетных строений шоссейных мостов учтены частично также нормы проектирования металлических мостов НКПС.

Городской мост на Хорошевском шоссе был запроектирован применительно к нормам проектирования московских городских мостов и к ТУ и Н б. Цудортранса (выпуск 1933 г.).

3. ОБЪЕМЫ ОСНОВНЫХ РАБОТ И СРОКИ ИХ ВЫПОЛНЕНИЯ

Выполненные при сооружении канала Москва—Волга работы по переустройству и постройке новых мостов, железных и автогужевых дорог имеют весьма значительный объем.

Всего в связи с постройкой канала построено вновь и переустроено:

а) магистральных железных дорог (на отдельных участках общей длиной 27,9 км) в переводе на один путь и с учетом станционных путей— свыше	70 км
б) магистральных шоссейных дорог	46,4 км
в) дорог местного значения, подъездных и служебных шоссейных дорог	140 км
г) железнодорожных мостов (не считая малых искусственных сооружений)	8 объектов
д) шоссейных мостов (не считая малых искусственных сооружений)	14 „
е) путепроводов	3 „
ж) туннелей . . .	2 „
з) паромных переправ .	14 „

В табл. 2 приводится подразделение построенных при сооружении канала искусственных сооружений на дорогах.

Таблица 2

Тип транспортных связей	На пересечениях с судоходным каналом			На пересечениях с другими каналами, реками и дорогами		Всего
	железобетонные мосты	металлические мосты	туннели	железобетонные мосты	металлические мосты	
Железные дороги	2	2	—	1	3	8
Автогужевые дороги .	2	4	2	8	—	16

Основные данные, характеризующие выполнение работ по переносу, переустройству и сооружению наиболее крупных объектов дорог, приведены в табл. 3.

Таблица 3

№ п/п.	Наименование выполненных работ и объектов	Протяжение переустроенного участка в км	Стоимость в тыс. руб.
	а) По железным дорогам		
1	Перенос Савеловской линии на участке Долгопрудная—Шереметьевская	4,9	1 653,5
2	То же, между станциями Икша и Турист	4,0	3 949,5
3	То же, между станциями Турист и Яхрома	2,8	
4	Переустройство Октябрьской ж. д. на перегоне Ховрино—Химки	4,5	4 454,1
5	Переустройство Октябрьской ж. д. у р. Шоши (на участке Завидово—Редкино)	9,2	16 193,4
6	Перенос Калининской ж. д. у Покровского-Стрешнева	2,7	3 140,9
	б) По шоссейным дорогам		
1	Сооружение нового шоссе Дмитров—Б. Волга	51,03	8 640,3
2	Отвод Рогачевского шоссе в Дмитрове	2,24	1 903,9
3	Перенос Дмитровского шоссе на участке ст. Яхрома—ст. Турист	5,0	2 649,2
4	То же, между селениями Черное и Морозцево	10,40	2 344,5
5	То же, у Клязьминского водохранилища (вблизи сел. Хлебниково)	2,39	1 894,3
6	Сооружение служебной гравийной дороги вдоль аварийного канала к Пестовской и Пяловской плотинам	10,80	1 735,7
7	Отвод Мневниковского шоссе	1,61	383,6
8	Переустройство Ленинградского шоссе на участке Клин—Калинин	19,99	17 568,9
9	Переустройство Волоколамского шоссе у Покровского-Глебова	1,13	1 234,7
10	То же, вблизи г. Тушино	1,42	
11	Постройка ответвления от Волоколамского шоссе с двумя переходами через деривационный канал	—	1 838,7
12	Постройка служебной дороги вдоль Водопроводного канала с переходами и пересечениями	27,3	3 000

Всего по пересечениям и переустройствам выполнено свыше 7,7 млн. м^3 земляных работ, из которых около 1 млн. м^3 приходится на переустройство Октябрьской ж. д. на перегоне Завидово-Редкино, свыше 1 млн. м^3 — на переустройство Ленинградского шоссе на участке Клин—Калинин и 0,8 млн. м^3 — на перенос Калининской ж. д. у Покровского-Стрешнева.

Основные мосты из числа построенных на канале Москва—Волга характеризуются стоимостью и объемными показателями, приведенными в табл. 4.

Таблица 4

№ п/п.	Место расположения	Сваи в шт.	Объем работ			Стоимость моста в тыс. руб.
			по бетону в м³	по арматуре в т	по металлическим конструкциям в т	
	а) Железнодорожные мосты					
1	Через канал (11-пролетный) на пересечении с Савеловской линией между станциями Турист и Яхрома	3 220	15 778	414,4	2 519,7	5 773,1
2	Через канал на пересечении с Савеловской линией у ст. Хлебниково	—	6 339	31,8	72[illegible],0	1 400,1
3	Через канал при пересечении с Октябрьской ж. д. у ст. Химки (на перегоне Ховрино-Химки)	1 716	14 829	1 185,0	—	6 506,9[1]
4	На пересечении Калининской ж. д. со шлюзом № 8	1 984	11 809	490,5	59,8 (опорные части)	2 899,3
5	Через р. Клязьму на отводе Савеловской линии между станциями Долгопрудная и Шереметьевская .	544	4 600	32,6	119,5	522,1
6	Через р. Сестру на перегоне Вербилки—Б. Волга (Савеловской ж. д.)	458	1 359	2,1	361,5	1 311,1
7	Через р. Шошу на Октябрьской ж. д.	712	6 221	5,5	722,9	Стоимость моста вошла в стоимость переустройства ж.-д. участка
8	Путепровод Калининской ж. д. через Волоколамское шоссе . .	—	2 390	33,7	3,1	Стоимость путепровода вошла в стоимость переустройства Калининской ж. д.
	б) Шоссейные мосты					
1	Через канал на отводе Рогачевского шоссе в Дмитрове	—[2]	1 483	2,7	467,5	1 132,5
2	То же у ст. Яхрома на отводе шоссе Москва—Дмитров	358	1 368	0,6	560,0	1 430,2
3	Через отводящий канал Яхромского водосброса при пересечении шоссе Дмитров—Москва	204	1 300	122,0	—	Стоимость вошла в стоимость переноса Дмитровского шоссе на перегоне Яхрома—Турист
4	Через Клязьминское водохранилище на отводе Дмитровского шоссе у сел. Хлебниково	396	1 948	7,5	560,0	1 284,7
5	Через Химкинское водохранилище на Ленинградском шоссе	1 450	6 059	29,5	1 784,8	5 103,6
6	Через шлюз № 9 при пересечении с Мневниковским шоссе	—	4 797	232,8	—	848,6

[1] С временным обходом и эстакадой. Стоимость постоянного моста 4 204,3 тыс. рублей.

[2] Данных нет.

№ п/п.	Место расположения	Сваи в шт.	Объем работ			Стоимость моста в тыс. руб.
			по бетону в м³	по арматуре в т	по металлическим конструкциям в т	
7	Через Хорошевское спрямление Москва-реки	2 880	18 563	1 452	—	7 872,2 (включая подходы)
8	Путепровод Дмитровского шоссе на Савеловской линии (в районе ст. Трудовая)	—	200	4,5	—	Стоимость вошла в стоимость переустройства Дмитровского шоссе между селениями Черное и Морозцево
9	Мост через р. Химку на Волоколамском шоссе	107	777	60,5	—	Стоимость вошла в стоимость переустройства Волоколамского шоссе у Покровского-Глебова
10	Мост через р. Сходню на Волоколамском шоссе (вблизи г. Тушино)	1 760	7 246	465,2	—	—
11	Мост через ручей Перемерковский на Ленинградском шоссе	207	1 800	80,0	—	Стоимость вошла в стоимость переустройства Ленинградского шоссе на перегоне Клин — Калинин
12	Мост через деривационный канал Сходненской ГЭС на ответвлении Волоколамского шоссе	—	2 745	104,8	—	Стоимость вошла в стоимость ответвления шоссе
13	То же	—	5 421	112,2	—	

Общая характеристика объемов работ на построенных туннелях сводится к следующим показателям (табл. 5):

Таблица 5

Наименование и место расположения туннеля	Объем работ			Стоимость туннеля в тыс. руб.
	земляных (в тыс. м³)	бетонных (в тыс. м³)	по установке арматуры в т	
Туннель под головой шлюза № 1 (в конце шоссе Дмитров — Б. Волга)	164,2	5,8	—	2 275,5
Волоколамский туннель под шлюзом № 8	93,3	12,0	1 313,0	4 104,2

Всего при сооружении мостов и туннелей выполнено около 150 тыс. м^3 бетонных и железобетонных работ, установлено свыше 6 000 т арматуры, забито около 15 000 свай и смонтировано свыше 8 000 т металлоконструкций.

Сроки строительства дорожных и мостовых сооружений канала были весьма сжатые. Так, переносы Савеловской линии были произведены примерно в годичный срок (по участку Яхрома—Турист — с 1935 г. по ноябрь 1936 г., по участку Икша—Турист — с 1934 г. по ноябрь 1935 г.). Один из крупнейших железнодорожных арочных железобетонных мостов — через шлюз № 8 — был начат постройкой в апреле 1935 г. и сдан в эксплоатацию уже 4 августа 1936 г.; четырехпутный железобетонный арочный мост на Октябрьской ж. д. был построен за 11,5 месяцев и т. д.

II. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ

В настоящем разделе приводится подробное описание двух наиболее интересных и крупных металлических мостов, построенных на канале Москва — Волга: 1) железнодорожного моста на Савеловской линии, близ шлюза № 4 и 2) шоссейного моста на Ленинградском шоссе через Химкинское водохранилище, близ г. Химки.

ГЛАВА 1

ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ МОСТ САВЕЛОВСКОЙ ЛИНИИ БЛИЗ ШЛЮЗА № 4

1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Постройка моста была вызвана, как уже указывалось, пересечением канала с Савеловской линией на перегоне ст. Турист (б. Влахернская) — ст. Яхрома. В месте пересечения трасса железной дороги была перенесена на новое место, образуя с осью канала угол в 64° (фиг. 26 и 27). Пути Савеловской линии Ярославской ж. д. в пределах московской подходной эстакады и самого пересечения с каналом расположены на прямой и на площадке. С дмитровской же стороны трасса дороги расположена на кривой $R = 600$ м и на уклоне. Таким образом московский устой и быки № 1—6 находятся на прямой и на площадке, а быки № 7—10 и дмитровский устой — на кривой и на уклоне. Ось самого канала в месте пересечения идет по кривой $R = 1\,500$ м, следуя направлению долины р. Яхромы.

Геологическая разведка, произведенная в районе расположения моста, захватила пойму р. Яхромы, склоны московского бугра и дмитровского косогора на 100—200 м от оси канала.

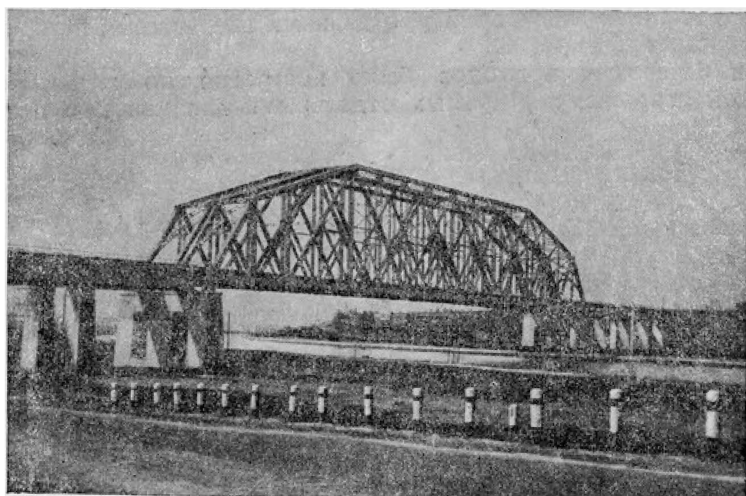
Склоны дмитровского косогора оказались сложенными из песчано-глинистых грунтов, залегающих на большую глубину. Склоны московского бугра образованы главным образом из песчаных грунтов (разнозернистые пески с гравием и галькой, а также глинистые и пылеватые грунты); толща песков покрыта по склону супесями слоем от 1,0 до 1,5 м; ниже песков, на отм. 12—18 м, лежит толща древних озерно-болотных супесей и суглинков.

Самая долина р. Яхромы состоит из чрезвычайно пестрых напластований иловатых супесей, распространяющихся на большую глубину. На дневной поверхности эти супеси имеют большое количество органических примесей (торф), а на большой глубине характеризуются пылевидной структурой с примесью слюды. Между супесями залегают прослойки гравелистого песка, расположенные на 8—10 м от дневной поверхности. Мощность этих прослоек по отдельным скважинам имеет весьма переменную величину.

Фиг. 26. Фасад и план моста через канал на Савеловской линии между станциями Яхрома и Турист (у шлюза № 4).

Указанные геологические условия потребовали особой осторожности в проектировании не только самого моста, но и подходов к нему.

Пробной забивкой свай была установлена возможность применения свайного основания, так как допускаемая нагрузка на сваю, исчисленная по отказам, оказалась достаточной (в пределах 20—25 т).



Фиг. 27. Общий вид моста через канал между станциями Яхрома и Турист.

2. ОПИСАНИЕ МОСТА

По требованию б. Наркомвода зеркало канала и два его бечевника надлежало перекрыть одним пролетом.

Генеральные размеры канала в месте пересечения его с железной дорогой установлены применительно к нормальному поперечному профилю канала на кривой $R = 1\,500$ м. В соответствии с этим профилем и с углом пересечения (64°) ширина между осями бечевников составила 134,0 м.

Высота судоходного габарита под мостом — 14,0 м.

Мост рассчитан на двухпутное железнодорожное движение магистрального значения под нагрузку H_8.

При выборе схемы моста основным моментом являлось правильное разрешение вопроса о подходах к мосту.

Во всех намечавшихся вариантах главный пролет перекрыт типовыми металлическими однопутнымм строениями расчетным пролетом 158,4 м. В отношении подходов намечались разные решения. В одном из них предлагалось сконструировать мост однопролетным на раздельных устоях, а подходы устроить на насыпях.

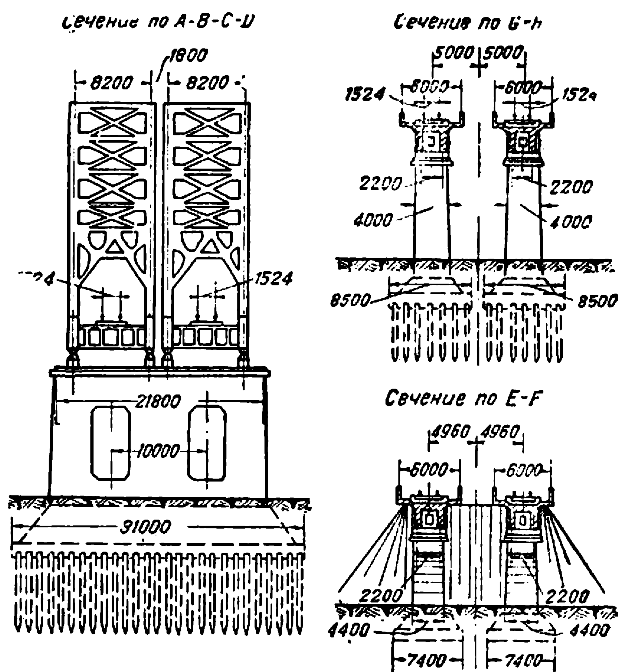
Однако в этом случае опоры, основанные на сваях, ставились бы под угрозу деформаций от возможных в начальный период значительных осадок основания насыпи, грунты которого представляют собой иловатые торфянистые супеси, насыщенные водой; вероятные при осадках явления выпирания грунта должны были сопровождаться дополнительными горизонтальными нагрузками, опасными для устойчивости опор. Переход на глубокие кессонные основания сильно удорожил бы стоимость моста, не устраняя необходимости возведения насыпи на иловатых, торфянистых супесях.

Устройство опор после предварительного сооружения насыпи лишало возможности выполнить работы в заданные сроки.

На основании приведенных соображений и анализа остальных вариантов Строительство канала решило для обеспечения полной надежности береговых подходов и соблюдения срока окончания работ заменить насыпи подходов на достаточном протяжении железобетонными подходными эстакадами.

Главный пролет моста, перекрывающий канал с бечевниками, как и было намечено, осуществлен в виде типовых металлических пролетных строений с ездой понизу, отдельных под каждый путь, расчетным пролетом 158,4 м.

Для береговых подходов было построено по пять пролетов с каждой стороны, перекрытых отдельными для каждого пути раз-



Фиг. 28. Поперечные разрезы моста через канал между станциями Яхрома и Турист.

резными железобетонными типовыми балочными пролетными строениями $l = 21{,}0$ м (фиг. 27).

Быки под металлическими пролетными строениями — общие для обоих путей; опоры железобетонных пролетных строений на подходах — отдельные под каждый путь (фиг. 28). Все опоры моста бетонные. Основанием всех опор за исключением устоев и крайнего дмитровского быка служат деревянные сваи $d = 26$ см. Устои моста и крайний дмитровский бык основаны непосредственно на грунте.

Каждое пролетное строение подходных эстакад состоит из двух балок, соединенных между собой шестью диафрагмами, а поверху — железобетонной плитой, образующей балластное корыто. Армирование балки показано на фиг. 29. Высота ребра — 3,13 м. Толщина стенки ребра у опор 0,60 м; в средней части балок на протяжении 15,70 м толщина стенки ребра уменьшается до 0,40 м, причем нижняя часть ребра сохраняет постоянную толщину 0,60 м по всей длине балки. Расстояние между осями балок — 2,20 м.

Толщина диафрагм — 0,35 м; четыре средние диафрагмы имеют сквозные проемы размером $1{,}00 \times 0{,}60$ м.

Ширина каждого пролетного строения между перилами — 6,00 м, расстояние между осями смежных пролетных строений — 10,00 м.

Марка бетона пролетных строений принята $R_{28} = 170$ кг/см².

Динамический коэфициент при расчете принят для плиты 1,30 и для балок 1,20.

Наибольшие напряжения достигают: для бетона на сжатие — 53 кг/см² и на скалывание — 12,7 кг/см²; для арматуры — 1 300 кг/см².

Нагрузка на одну сваю достигает 25,5 т.

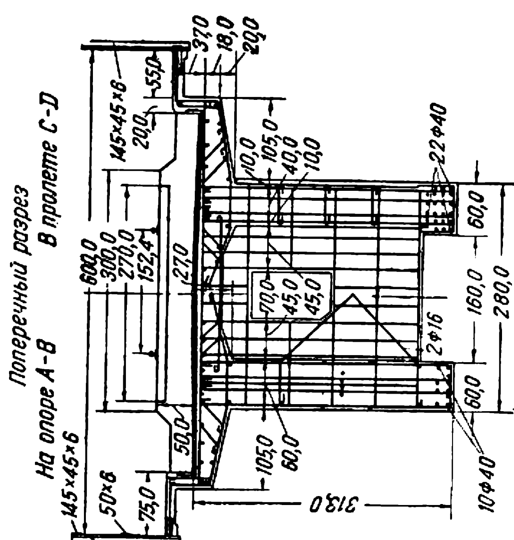
3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

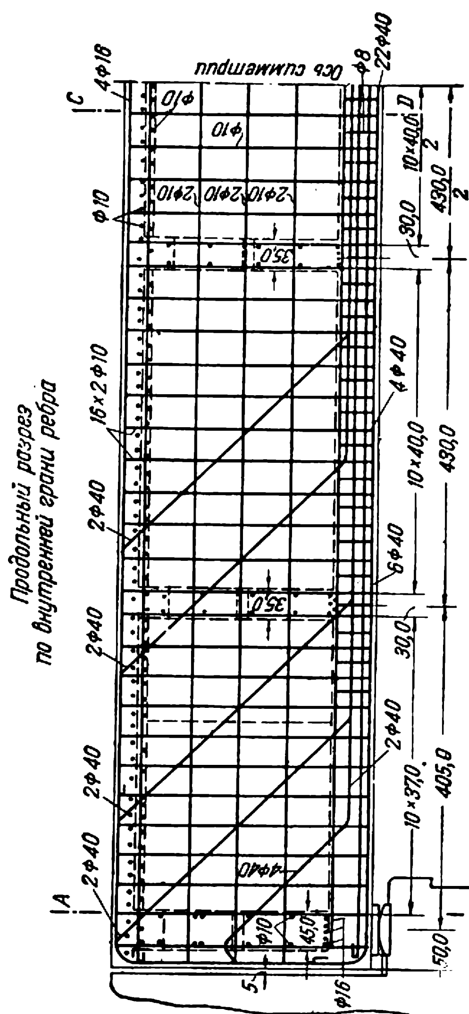
Поезд, которым испытывались металлические пролетные строения, состоял из двух паровозов серии Эᵍ и Эᵘ, сцепленных трубами вперед, и 15 двухосных вагонов.

Эквивалентная нагрузка для середины пролета от испытательного поезда без учета динамики составляла 3,99 т/пог. м; эквивалентная расчетная нагрузка по схеме H_8 равна 8,60 т/пог. м.

Средние величины упругих прогибов при статическом загружении оказались для середины обоих пролетных строений равными 28,4 и 27,4 мм. Величина остаточного прогиба при первом загружении получилась равной 7% от упругого прогиба; сравнительно небольшая величина остаточного прогиба, повидимому, объясняется тем, что до испытания моста по нему пропускались рабочие поезда.

Расчетная величина статического прогиба от





Фиг. 29. Армирование главной балки подходной эстакады моста между станциями Яхрома и Турист.

испытательной нагрузки составляет 41,9 мм, прогиб от нагрузки H_8 равен 100,4 мм (с учетом динамики). Конструктивная поправка для прогиба равна в среднем:

$$\frac{1}{2} \cdot \left(28,4+27,4\right) \cdot \frac{1}{41,9}=0,666,$$

т. е. можно ожидать следующую величину прогиба от расчетной нагрузки:

$$0,666 \cdot 100,4=66,9 \text{ мм}.$$

Измерение фибровых напряжений в нижнем поясе также показало, что эти напряжения ни в одном случае не достигают расчетной величины осевого напряжения. Иначе говоря, действительная жесткость пролетных строений оказалась больше расчетной.

Для выяснения работы металлических пролетных строений на динамическую нагрузку были проведены испытания двух видов: 1) с помощью вибрационной машины, установленной на середине пролета, и 2) пропуском испытательного поезда с различными скоростями.

Сопоставлением конструктивных поправок для прогибов от статической и вибрационной нагрузки было получено среднее значение конструктивной поправки — 0,625.

На основании результата испытаний поездной нагрузкой металлических пролетных строений обоих путей за наибольшее значение динамического коэфициента принята величина 1,078, полученная при проходе поезда со скоростью в 24—25 км/час. Расчетная величина динамического коэфициента составляет $1+\frac{27}{30+158,4}=1,143$, т. е. превышает полученную при испытании вышеуказанную максимальную величину.

Правительственная комиссия по приему сооружений канала Москва—Волга признала качество работ по сооружению описываемого здесь моста отличным.

ГЛАВА II

МОСТ НА ЛЕНИНГРАДСКОМ ШОССЕ ЧЕРЕЗ ХИМКИНСКОЕ ВОДОХРАНИЛИЩЕ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

В связи с пересечением канала Москва—Волга Ленинградским шоссе потребовалось переустроить соответствующий участок этого шоссе и соорудить мост через водохранилище канала.

Шоссе образует с осью судового хода угол в 32°25′.

По данным геологических изысканий было установленс, что коренные породы в месте пересечения канала с дорогой залегают достаточно глубоко и состоят в большей части из глинистого песка, супеси и суглинка.

В месте расположения Ленинградского устоя и быка имеются супеси, идущие до отм. 55,00 м; ниже, до отм. 49,00 м, встречается иловатая супесь; наконец до отм. 26,70 м залегает слой глинистого песка (коренная порода).

Под опорами московской стороны до отм. 48,00 м залегает суглинок со щебнем и гравием; ниже, до отм. 45,00 м, расположена линза глинистых песков, под которой до отм. 38,00 м лежит иловатая супесь; еще ниже находятся коренные породы в виде глинистых песков.

Подошвы фундаментов всех опор заложены на отм. 48,00 м — на слое глинистого песка.

Основные требования, предъявленные к мосту, сводились к следующим:

1) высота судоходного габарита под мостом — не менее 14,00 м на протяжении 84,00 м;

2) полное судоходное отверстие в свету — не менее 100,00 м;

3) ширина проезжей части моста — 12,0 м, тротуары — по 1,50 м;

4) мост должен быть рассчитан на автомобильную нагрузку по схеме $Н_{10}$.

2. ОПИСАНИЕ МОСТА

Мост трехпролетный с металлическими пролетными строениями, пролеты которых равны 81,0+ +135,0+81,0 м (фиг. 30 и 31).

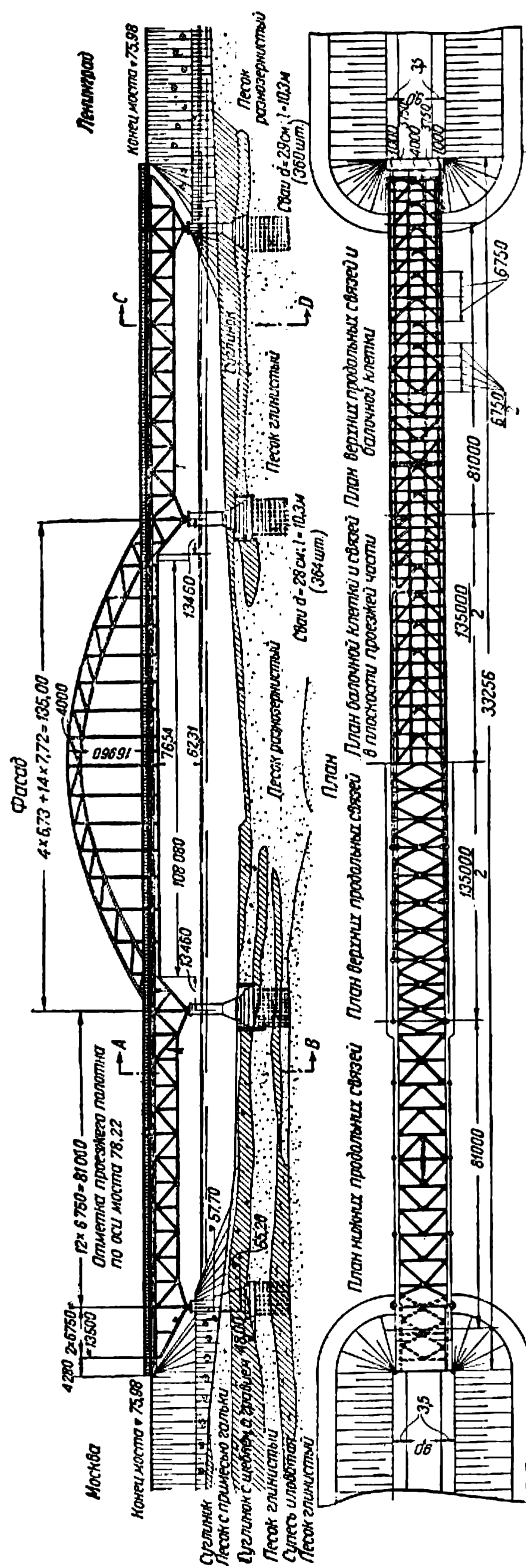
Пролетное строение главного пролета представляет собой сквозную консольную арку с повышенной затяжкой.

На консоли арок опираются береговые пролетные строения в виде одноконсольных балочных ферм с треугольной решеткой.

На консоли береговых пролетов опираются железобетонные плиты, служащие для сопряжения моста с насыпью.

Пролетные строения изготовлены из стали марки Ст. 3.

Каждая из опор моста представляет собой два отдельных столба, связанных поверху железобетонной распоркой и опирающихся на один общий массивный фундамент, основанный на деревянных сваях (фиг. 32).



Фиг. 30. Фасад и план моста на Ленинградском шоссе через Химкинское водохранилище.

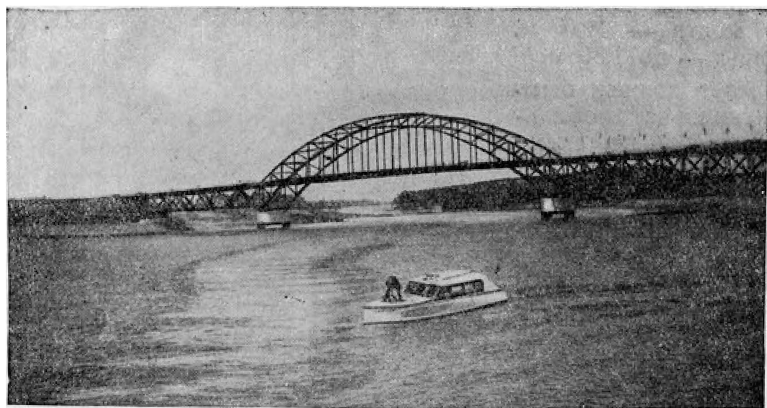
Быки имеют по подошве фундамента размер 11,60 × 25,10 м и основаны на деревянных сваях $d = 28$ см, забитых в количестве 364 шт. под каждым быком.

Устои — размером по подошве фундамента 10,40×25,40 м—также основаны на деревянных сваях $d = 29$ см; под каждым устоем забито 360 свай.

Наибольшее давление на сваю $d = 28$ см составляет 19,4 т, а на сваю $d = 29$ см оно равно 23,5 т.

Фундаменты — из бетона марки $R_{28} = 130$ и 150 кг/см². Тело опор— из бетона марки $R_{28} = 170$ кг/см².

Арочные фермы главного пролета имеют расчетный пролет 135,0 м и консоли по 13,5 м. Расстояние между осями ферм 13,50 м. Ферма разбита в междуопорной части на 18 панелей: длина крайних от опор



Фиг. 31. Общий вид моста через Химкинское водохранилище.

панелей — по 6,73 м, остальных — по 7,72 м; панели консолей имеют длину по 6,75 м.

Затяжка поставлена на уровне вторых узлов фермы.

Высота арок над опорой — 10,69 м, а в ключе — 4,00 м. Стрела подъема от середины арки до центра затяжки равна:

$$f = 18{,}96 \text{ м}; \; f : l = 1 : 5{,}70.$$

Очертание поясов арки принято по параболе со стрелой для верхнего пояса 20,82 м и для нижнего пояса 17,50 м.

Очертание затяжки принято также по параболе со стрелой подъема 0,54 м с целью придания продольного уклона проезжей части моста.

Определение усилий в элементах фермы произведено из условия, что ферма должна работать как двухшарнирная арка с затяжкой.

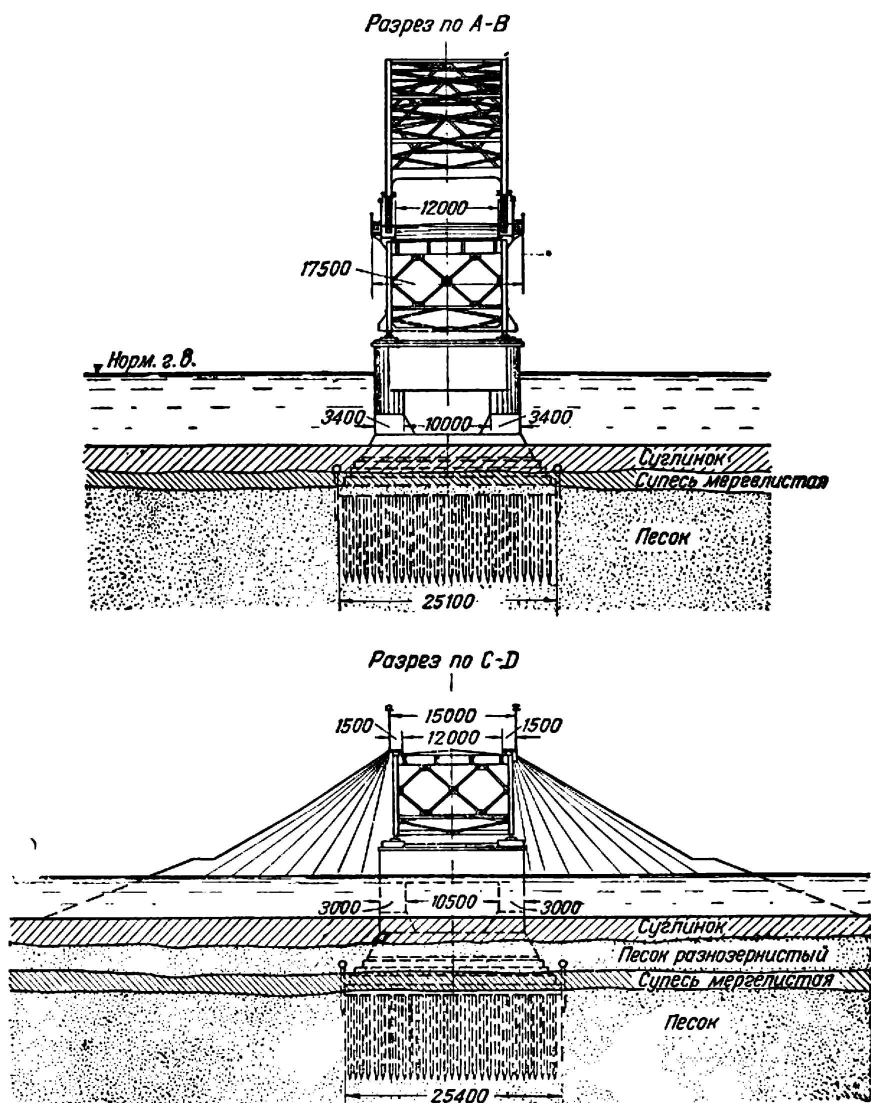
Во время монтажа эта ферма являлась трехшарнирной аркой с затяжкой за счет временного третьего шарнира, устроенного в середине пролета арок в узле нижнего пояса. На трехшарнирную арку с затяжкой передавалась основная часть постоянной нагрузки (вес главных ферм, связей и вес металла проезжей части).

После замыкания временного шарнира трехшарнирная арка превращается в двухшарнирную, принимающую также и остальную часть постоянной нагрузки (настил проезжей части, асфальт) и всю временную нагрузку.

У поясов фермы сечение — двухстенчатое. Верхний пояс в пролете имеет П-образное сечение с уголками, обращенными наружу. В верх-

нем поясе в пределах консолей, а также во всем нижнем поясе сечение швеллерного типа из двух вертикальных пакетов с уголками наружу. Сечение затяжки аналогично сечению нижнего пояса, но с уголками, обращенными внутрь сечения (фиг. 33).

Стойки в пределах от опоры до затяжки имеют сплошное Н-образное сечение с уголками внутрь. Стойка-подвеска на конце консоли —



Фиг. 32 Поперечные разрезы моста через Химкинское водохранилище.

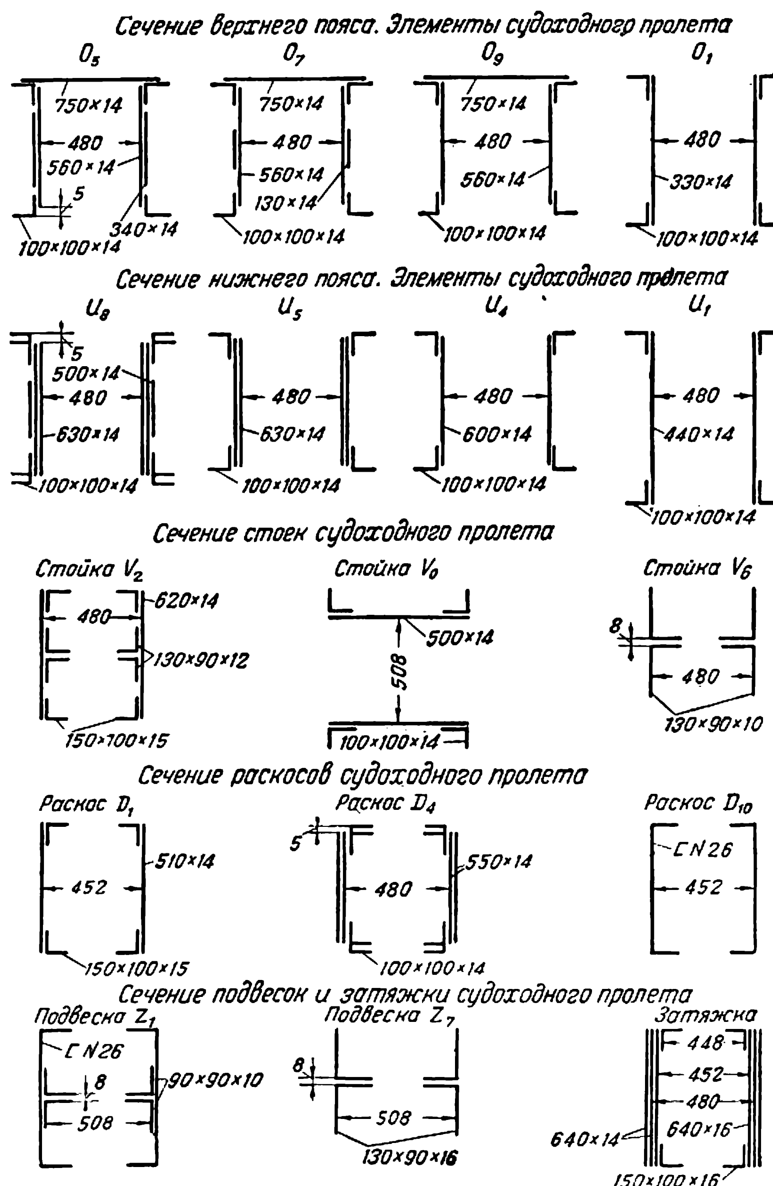
двухстенчатого швеллерного типа. Остальные стойки — двутаврового сечения из четырех уголков.

Раскосы в пределах консоли и от опоры до затяжки имеют двухстенчатое сечение швеллерного типа, склепанное из листов и уголков; остальные раскосы — того же типа, но из прокатных швеллеров.

Подвески — двутаврового сечения из четырех уголков; подвески в узлах *9, 10* и *11* кроме того усилены швеллерами.

Заклепки для всей фермы приняты одинакового диаметра — 23 мм.

Для образования на время монтажа трехшарнирной арки был устроен временный шарнир в узле *11* нижнего пояса, а элементы верхнего пояса *11* и *11'* не были склепаны между собой. После снятия



Фиг. 33. Сечения поясов и других элементов моста через Химкинское водохранилище.

ферм с подмостей элементы *11* и *11'* были склепаны и шарнир тем самым был ликвидирован.

Наибольший строительный подъем середины главного пролета равен 248 мм; соответственно принятому подъему концы консолей опущены на 22 мм.

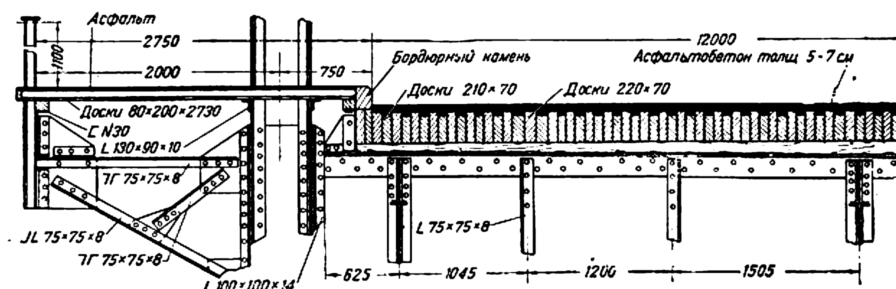
Продольные связи в плоскости проезжей части на протяжении консоли являются верхними связями, а на протяжении затяжки — ниж-

ними. Система связей — полураскосная. Распорками служат главные поперечные балки. Сечения раскосов связей образованы из одного уголка.

В плоскости верхнего пояса арки связи — ромбической системы. В пределах первых двух панелей арочного пролета верхние связи прерываются и заменены портальной рамой. Сечение раскосов связей — крестовое из двух уголков. Сечение распорок — двутавровое из четырех уголков.

Связи в плоскости нижнего пояса на протяжении консоли — полураскосной системы; от опорного узла до затяжки — ромбической системы; далее эти связи переходят в плоскость затяжки.

Кроме продольных связей пролетное строение заключает в себе также поперечные связи, расположенные в арочном и боковом пролетах через одну панель в плоскостях стоек.



Фиг. 34. Конструкция проезжей части судоходного пролета моста через Химкинское водохранилище.

Проезжая часть моста образована из металлической балочной клетки, поддерживающей деревянный асфальтированный настил американского типа (фиг. 34). Сечение досок 21 × 7 и 22 × 7 см. По доскам уложен слой асфальтобетона толщиной 5—7 см.

Усилия и напряжения в элементах фермы приведены на фиг. 35, поясняющей работу элементов.

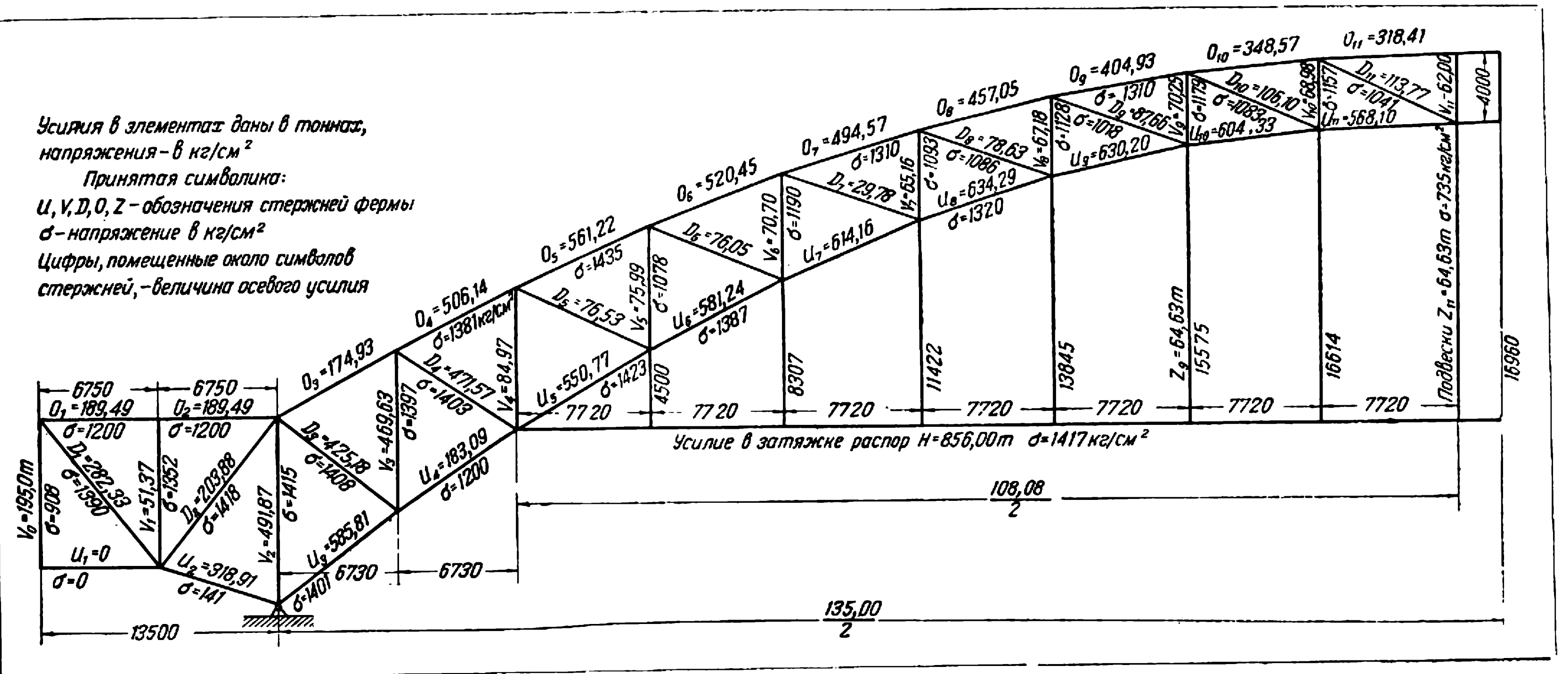
Одноконсольные фермы береговых пролетов имеют переменную высоту. Пролет ферм равен 67,50 м; длина консоли — 13,50 м. Решетка ферм — треугольная с дополнительными стойками.

Ферма разбита на 12 панелей длиной по 6,75 м. Высота фермы над береговым быком — 9,06 м, в месте опирания на консоль фермы судоходного пролета — 8,24 м; в середине между опорами — 7,56 м.

Верхний пояс идет с уклоном 2%, нижний — горизонтален в пределах между опорами, в пределах же консолей — ломаный. Сопряжение моста с насыпью устроено с помощью железобетонной плиты, опирающейся со стороны фермы на крайнюю поперечную балку, а со стороны берега на специальную легкую железобетонную опору. Расчетный пролет плиты — 4,11 м при полной длине берегового пролета 4,28 м; толщина плиты — 19 см.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ

В качестве испытательной нагрузки были использованы нагруженные автомобили ЗИС-5 полным весом по 6,6 т. Автомашины устанавливались в четыре ленты с интервалами 4,0 м ось от оси в продольном направлении и 1,1 м между колесами соседних машин в поперечном направлении. При максимальной загрузке пролетного строения на мост было введено 64 автомашины. Испытательная нагрузка составляла около 87% расчетной.



Фиг. 35. Схема фермы судоходного пролета моста через Химкинское водохранилище.

Прогиб в середине главного пролета при статическом загружении колебался в пределах от $\frac{1}{4\,220}$ до $\frac{1}{4\,500}$ расчетного пролета. По проекту прогиб должен был составить $\frac{1}{1\,750}$. Так как испытательная нагрузка составляла 0,87 от расчетной, то отношение замеренного наибольшего прогиба к расчетному определится так:

$$\frac{1\,750}{4\,500 \cdot 0{,}87} = 0{,}45.$$

Для концов консолей главного пролета при аналогичном испытании наибольший прогиб получился равным $\frac{1}{680}$ от выноса консоли. По данным расчета этот прогиб должен быть равен $\frac{1}{450}$. Следовательно отношение замеренного наибольшего прогиба к расчетному в данном случае равно:

$$\frac{450}{680 \cdot 0{,}87} = 0{,}76.$$

Для боковых пролетных строений прогибы при статическом действии испытательной нагрузки также были значительно менее соответствующих расчетных значений.

Измеренные напряжения в элементах пролетного строения сильно отличаются от расчетных. Так, в элементах главного пролета обращают на себя внимание низкие конструктивные поправки в верхнем поясе (0,41—0,58) при весьма высоких конструктивных поправках в нижнем поясе (1,04—1,66).

Характерна также весьма слабая работа затяжки, напряжения в которой колебались в пределах от 0,16 до 0,35 от расчетных напряжений.

В подвесках имела место значительная перегрузка внутренней ветви; среднее напряжение здесь достигало 270—332 кг/см^2, между тем как в наружной ветви оно колебалось в пределах 6—97 кг/см^2.

Динамическое испытание моста заключалось в определении вертикальных и горизонтальных колебаний пролетного строения. Испытание производилось двумя тракторами ЧТЗ совместно с двумя грузовыми машинами ЗИС, каждая из которых была загружена трехтонной нагрузкой. Результаты испытания показали, что пролетное строение обладает в уровне проезжей части значительной горизонтальной жесткостью. В то же время возбуждаемость пролетного строения в отношении вертикальных колебаний оказалась повышенной, что до некоторой степени однако компенсируется большим коэфициентом затухания.

Правительственная комиссия по приемке канала отметила, что описываемый в настоящей главе мост заслуживает особого внимания, а качество работ по сооружению моста признала отличным.

III. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

А. ХИМКИНСКИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ МОСТ

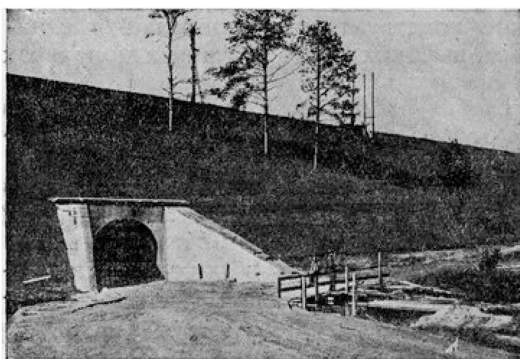
ГЛАВА I

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Как уже указывалось выше, канал пересекает линию Ленинград — Москва Октябрьской ж. д. у ст. Химки. В этом месте канал проходит по глубокой долине р. Химки, образуя Химкинское водохранилище.

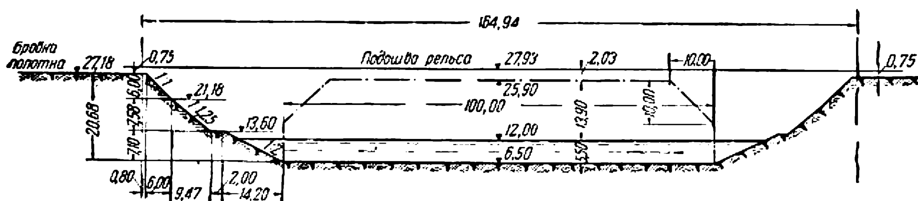
В месте пересечения высота железнодорожной насыпи ныне достигает 21 м. При сооружении железной дороги насыпь была отсыпана под два железнодорожных пути; впоследствии (до сооружения канала) была произведена подсыпка насыпи для укладки третьего пути.



Фиг. 36. Насыпь Октябрьской ж. д. и труба, пропускавшая р. Химку.

Река Химка до сооружения канала пропускалась под железнодорожной насыпью в трубе отверстием 4,26 м (фиг. 36). Постройка канала потребовала замены этой трубы мостом.

Геологическая разведка, произведенная в месте пересечения канала буровыми скважинами на глубину 40 м, показала следующее: верхние слои долины на глубину 2,5—3,0 м состоят из суглинистых грунтов; ниже, на глубину до 24,0 м, перемежаются слои мелко- и среднезернистых песков, частично включающих гальку и глинистые



Фиг. 37. Подмостовой габарит Химкинского железнодорожного моста.

пески; под этими слоями залегает супесь мощностью около 6,0 м, подстилаемая юрской глиной. Все слои выше юры насыщены водой.

Подмостовой габарит Химкинского моста был задан в виде прямоугольника со скошенными углами (фиг. 37); горизонтальный размер — 100,0 м; возвышение низа пролетного строения над судоходным горизонтом воды 13,90 м.

Из заданного габарита вытекали два условия: 1) мост должен быть однопролетным; 2) железнодорожное полотно должно быть поднято на 3,80 м.

В отношении сооружения моста органами НКПС были предъявлены следующие требования:

1) опоры моста в связи с необходимостью постройки в ближайшее время четвертого пути должны быть возведены сразу же под четыре пути;

2) пролетные же строения моста должны быть устроены под три пути;

3) все работы, связанные с постройкой моста, должны быть проведены без нарушения нормальной эксплоатации железнодорожной линии и кроме того должна быть обеспечена возможность дальнейшего увеличения пропускной способности дороги (устройство четвертого пути).

2. РАСПОЛОЖЕНИЕ МОСТА И ОБХОДНЫЕ ПУТИ

В отношении расположения моста могло быть два решения: 1) место пересечения переносится в сторону от существующей насыпи, 2) мост строится в пределах существующей трассы.

Преимущества первого решения заключались в следующем:

1) можно было обойтись без устройства обходных путей, сохраняя железнодорожное движение на существующих путях;

2) вследствие большого срока работ представлялась возможность избежать производства бетонных работ зимой;

3) для новой насыпи можно было бы использовать грунт, разрабатываемый в «Глубокой выемке» канала;

4) наконец процессы производства работ по сооружению моста не связывались с требованием безопасности железнодорожного движения на близком обходном пути.

С другой стороны, принимая такое решение, приходилось учитывать следующие неблагоприятные обстоятельства:

1) сложность подмостей для пролетного строения, обусловленную большой высотой моста;

2) значительное увеличение объема земляных работ в связи с необходимостью сооружения новой насыпи подходов (под четыре железнодорожных пути);

3) ухудшение эксплоатационных условий для железной дороги в будущем, так как существующие прямолинейные пути получали в этом случае значительное искривление;

4) бóльшую стоимость сооружения;

5) удлинение срока окончания строительства.

Взвесив все преимущества и недостатки обоих решений (в частности и соображения, приведенные в гл. IV, разд. 1), Строительство канала приняло второй вариант, т. е. возведение моста на старой трассе.

Обусловленные принятым решением обходные пути были уложены в основном на присыпке к откосу существовавшей железнодорожной насыпи, а в пределах сооружаемого моста — на деревянной эстакаде, расположенной в непосредственной близости к строящемуся мосту, так как относ обходных путей от существующей трассы

был назначен минимальный (в целях уменьшения объема земляных работ).

Сооружение деревянной эстакады в средней части обхода определялось двумя обстоятельствами: во-первых, наличием трубы и необходимостью пропуска вод р. Химки; во-вторых, выемкой котлованов под опоры (устои) моста в существующей насыпи и невозможностью вследствие этого поддержать обходные пути на земляной присыпке в границах котлованов опор.

Для обеспечения большей безопасности движения поездов и облегчения производства работ в эстакаду были включены металлические пролетные строения с ездой поверху (из числа имевшихся в запасе у Октябрьской ж. д.) пролетами от 16,00 до 32,26 м. Длина эстакады, составлявшая 201,4 м, определялась расстоянием между задними гранями стенок котлованов плюс полуторный откос насыпи в каждую сторону.

Октябрьская ж. д. предъявила следующие требования в отношении обходного пути:

1) обход должен быть двухпутный и в одном уровне с существующими путями;

2) скорость движения немедленно после переключения его на обход должна быть не ниже 25 км/час, а после обкатки — 50—60 км/час.

Сообразуясь с тем, что движение по обходному пути должно было производиться в течение года, а также учитывая интенсивность железнодорожного движения на магистрали, обходную эстакаду сконструировали по типу железнодорожного деревянного моста при повышенных допускаемых напряжениях.

Конструкция эстакады со стороны ленинградского конца приведена на фиг. 38.

Схема расположения в поперечном направлении обходной эстакады моста дана на фиг. 39. Общий вид эстакады приведен на фиг. 40 и 41.

Принятое решение в отношении расположения моста и обходных путей потребовало применения особых мероприятий (описанных ниже) при устройстве оснований моста, так как котлованы опор были расположены в непосредственной близости от опорных кустов под металлическими фермами обходной эстакады.

3. ЧИСЛО ПУТЕЙ НА МОСТУ

Намечающееся в дальнейшем увеличение пропускной способности головного участка линии Ленинград—Москва побудило НКПС, как выше было указано, предъявить требования о возведении опор сразу же под четыре пути и в части пролетного строения обеспечения немедленной укладки трех путей.

При проектировании пролетных строений согласно ТУ НКПС было принято, что расчетная временная нагрузка для двухпутных пролетных строений составляет 0,90 от полной нагрузки двух однопутных и 0,85 и 0,80, если пролетное строение рассчитывается на прокладку трех и более путей.

Соответственно этому при устройстве трех однопутных пролетных строений трехпутного моста нужно было бы запроектировать их на полный вес трех расчетных составов по схеме НКПС, между тем как при пропуске четырех путей по д в у м д в у х п у т н ы м пролетным строениям они проектируются только на $0{,}9 \cdot 2 \cdot 2 = 3{,}6$ расчетного состава. Два двухпутных пролетных строения давали возможность иметь четыре пути на мосту сразу же при сравнительно небольшой дополнительной затрате на пролетные строения, а объем кладки опор при этом решении значительно уменьшался по сравнению с кладкой устоев под четыре однопутных пролетных строения. Еще более рациональным

Фиг. 38. Обходная эстакада (ленинградский конец) у строящегося Химкинского железнодорожного моста: *а*—продольный разрез по оси Ленинградского обходного пути; *б*—то же по оси Московского обходного пути.

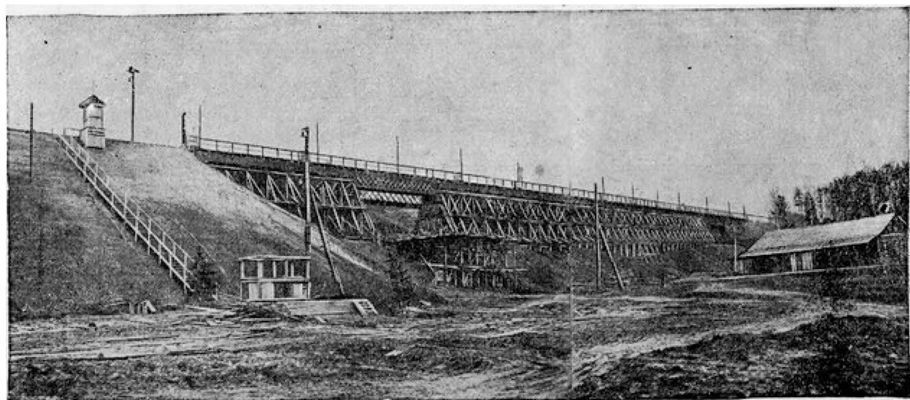
являлось решение о конструировании одного четырехпутного пролетного строения, поскольку в этом случае расчетная временная нагрузка равняется $0{,}8 \cdot 4 = 3{,}2$ расчетного состава, а размеры опор могут быть еще более уменьшены.

Фиг. 39. Схема расположения обходной эстакады.

Эти соображения и привели в конечном счете к постройке моста сразу же под четыре пути.

4. УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ОПОР

В отношении устройства оснований и опор моста была поставлена задача о возможном уменьшении объема кладки и упрощении работ, связанных с устройством опор, что в первую очередь вызвало отказ от глубоких (в частности кессонных) оснований.



Фиг. 40. Общий вид обходной эстакады.

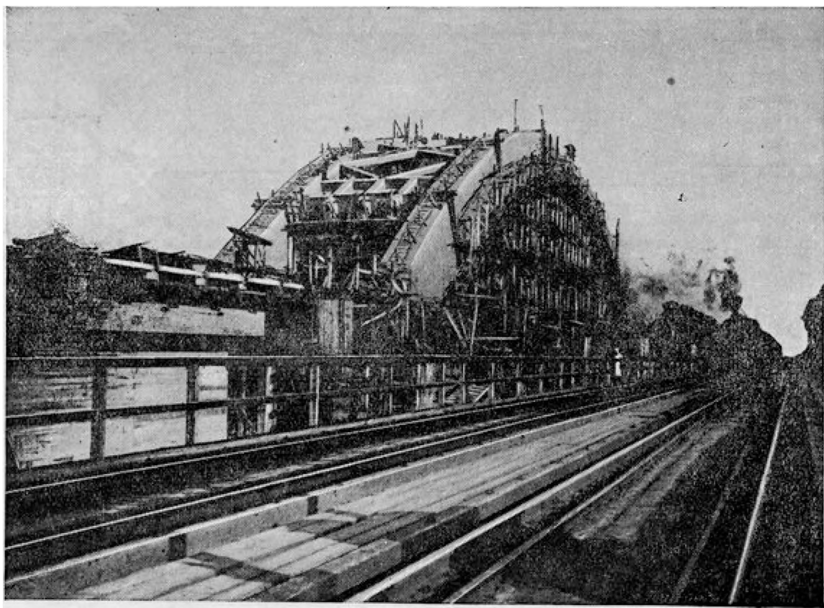
После рассмотрения целого ряда вариантов заложение опор моста было принято (в соответствии с очертанием дна канала и уровнем грунтовых вод) на отм. 4,25 м с устройством свайного основания (отметка дна р. Химки была 4,40 м; горизонт воды колебался в ней в пре-

делах отм. 6,00—10,00 м). Данные бурения показали, что ниже отм. 4,25 м залегают мощные слои мелко- и среднезернистого песка с частичными включениями гальки и глинистых песков.

При проектировании опор были поставлены следующие обязательные условия:

1) давление на основание от постоянной нагрузки должно быть равномерным;

2) наибольшее давление на основание не должно превышать той нагрузки, которую грунт на отметке заложения оснований испытывал под тяжестью вышележащих слоев грунта и насыпи;



Фиг. 41. Обходная эстакада и строящийся мост.

3) для большей надежности сооружения основание его должно быть устроено на деревянных сваях.

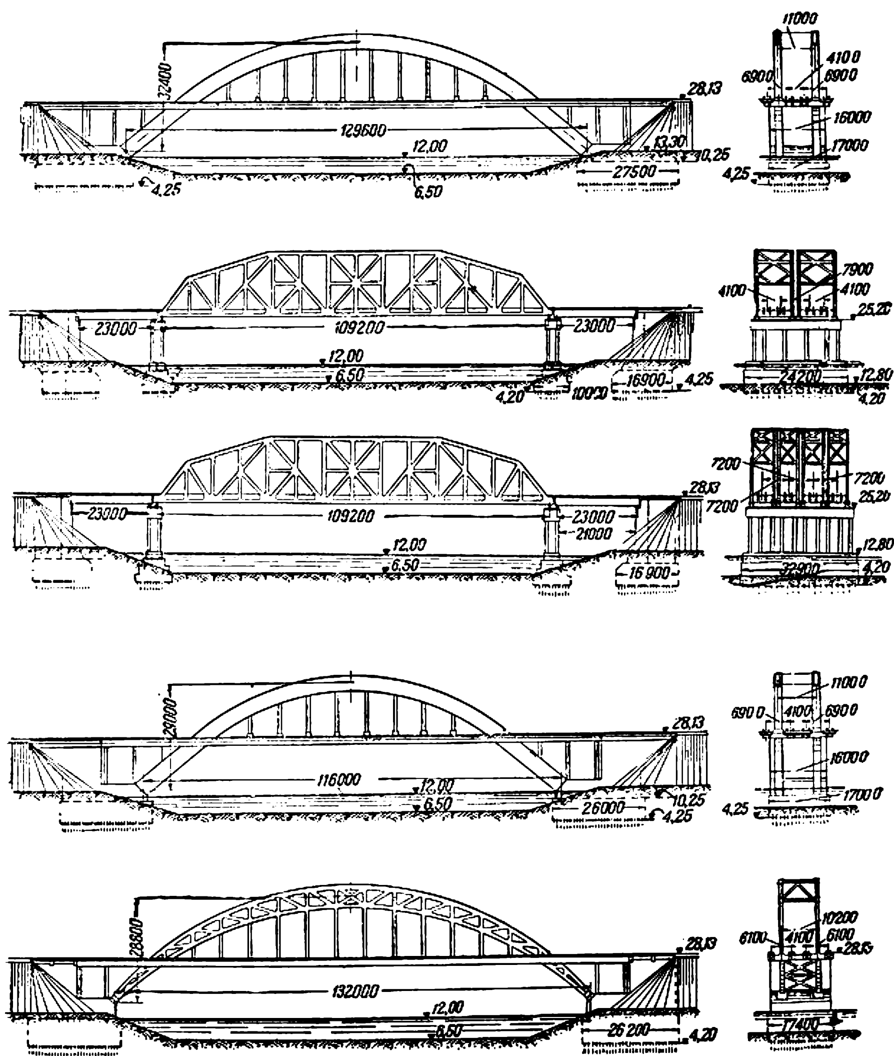
Ввиду непосредственной близости обходной эстакады к закладываемым опорам моста был принят следующий способ устройства оснований: в открытых котлованах производится разработка существующей насыпи лишь до отм. 10,25 м (фиг. 39); ниже, на глубину 6,0 м, т. е. до отм. 4,25 м, опускается железобетонный колодец, образующий во время работ перемычку, внутри которой производится забивка свай. Устройство такой опускной железобетонной перемычки обеспечивает устойчивость грунта, окружающего опору, а следовательно и устойчивость опор обходных путей.

ГЛАВА II

ВЫБОР ТИПА МОСТА

Проектное задание моста составлялось дважды. В первый раз оно разрабатывалось на основе первоначально заданного габарита канала, согласно которому требовалась постройка однопролетного моста с подмостовым габаритом 85,4 м в свету (по судоходному расчетному горизонту) и с возвышением низа ферм на 11,25 м. Разработанные в связи с этим одиннадцать вариантов в достаточной степени выяснили

основные вопросы о глубине заложения опор и числе путей на мосту. При вторичной разработке проектного задания, произведенной в соответствии с окончательно установленным увеличенным габаритом канала, поэтому потребовалась доработка только пяти дополнительных вариантов. Ниже приводится краткая характеристика этих последних вариантов (фиг. 42 и 43).



Фиг. 42. Пять вариантов Химкинского моста (вторичная разработка проектного задания).

1. ВАРИАНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО БАЛОЧНОГО МОСТА

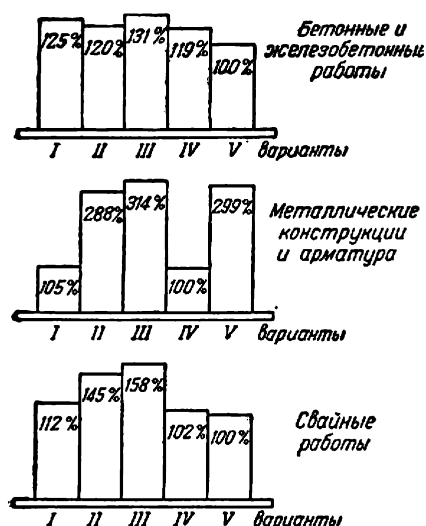
Вариант 2. По этому варианту мост проектировался трехпролетным с отверстием в свету 21,0 × 106,6 + 21,0 м.

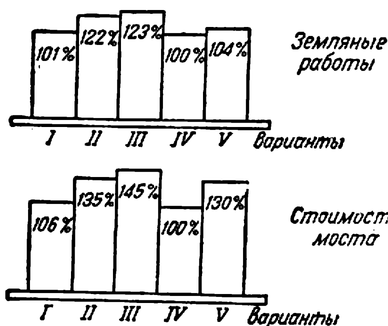
Средний пролет, обусловленный судоходным габаритом, перекрыт двумя двухпутными металлическими пролетными строениями полигонального очертания с ездой понизу; расчетный пролет их — 109,2 м.

Береговые пролеты перекрыты однопутными металлическими типовыми балочными пролетными строениями, с ездой поверху. Расчетный пролет их — 23,0 м. Величина этого пролета, определяемая

двумя факторами — стоимостью пролетного строения и стоимостью устоя, подобрана таким образом, чтобы сумма этих стоимостей была наименьшей: при уменьшении указанной величины пролета возрастает кубатура устоя, а при удлинении принятого пролета возрастает вес металла и уменьшается объем только верхней части устоя, так как размеры его фундамента при допущенном давлении на грунт не могут быть уменьшены.

Быки имеют толщину вдоль моста 4,0 м; поперек моста они представляют собой три мощные колонны, опирающиеся на общий фундамент и перекрытые поверху железобетонной балкой высотой 3,0 м. Основание быков — свайное; заложение фундаментов — в открытых котлованах.

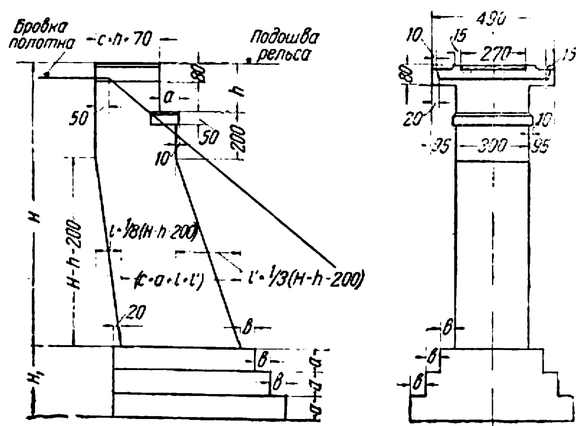




Фиг. 43. Диаграмма основных показателей по пяти вариантам Химкинского моста.

Устои моста (обсыпного типа, своеобразной конструкции) запроектированы отдельными под каждые два пути. По своей конструкции эти устои аналогичны устоям варианта 3 (см. ниже).

Вариант 3. Этот вариант моста по фасаду не отличается от варианта 2. Разница заключается в том, что под каждый железнодорожный путь запроектировано самостоятельное пролетное строение. Устройство отдельных пролетных строений применено потому, что это давало возможность временно избегнуть постройки пролетного строения под четвертый путь и тем самым снизить первоначальную потребность в металлоконструкциях.



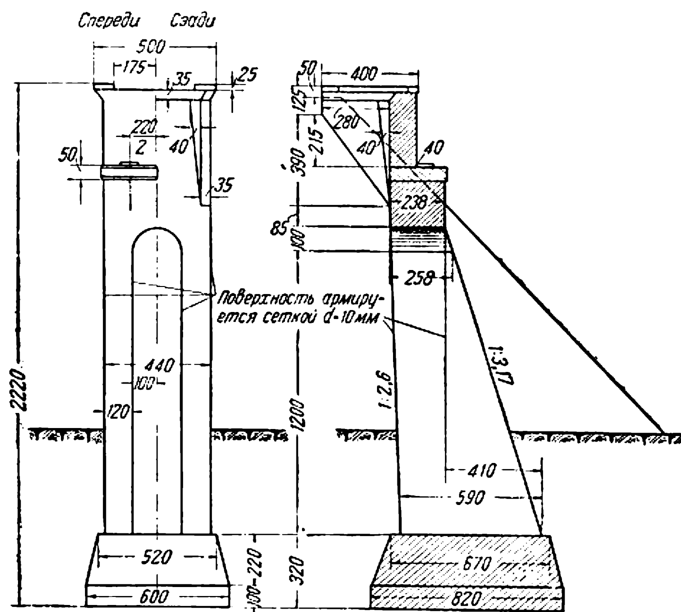
Фиг. 44. Устой по типу I Гипротранса.

Наличие четырех отдельных пролетных строений потребовало более широких опор. Устои были запроектированы отдельными под каждый путь в целях возможно большего уменьшения объема кладки.

В обоих рассмотренных вариантах при конструировании устоев необходимо было вследствие значительной их высоты (до 24 м) достигнуть возможного уменьшения собственного веса устоя и разгрузки

фундамента от давления насыпи при условии соблюдения равномерности передачи давления на грунт. Обычного типа обсыпной устой (типа I Гипротранса), изображенный на фиг. 44, создает в данных условиях столь значительное давление на грунт, что размещение свай не представляется возможным. Об этом можно судить хотя бы по тому, что только вес нетто столба кладки подобного устоя (без временной нагрузки, веса пролетных строений и давления от призмы обрушения высотой 24 м) создает давление на грунт около 5,5 кг/см^2.

Применение устоя типа II Гипротранса (фиг. 45) тоже создавало бы значительное давление на грунт, так как устройством проема



Фиг. 45. Устой по типу II Гипротранса.

уменьшается лишь кубатура кладки, а вес засыпки землей не снимается с фундамента. Сама по себе конструкция такого устоя в виде отдельных высоких, не связанных между собой, стенок вызывает некоторые опасения. Кроме того в этом устое не обеспечена надлежащая устойчивость на сдвиг.

Ввиду изложенного был разработан применительно к данным условиям устой коробчатого типа (фиг. 46). Выносная консоль, устроенная по задней грани фундамента, позволяет без значительного увеличения кладки искусственно совместить кривую давления с центром тяжести основания для получения равномерного давления на грунт. Наибольшее давление на грунт для этого устоя составило 4,09 кг/см^2.

2. ВАРИАНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО АРОЧНОГО МОСТА

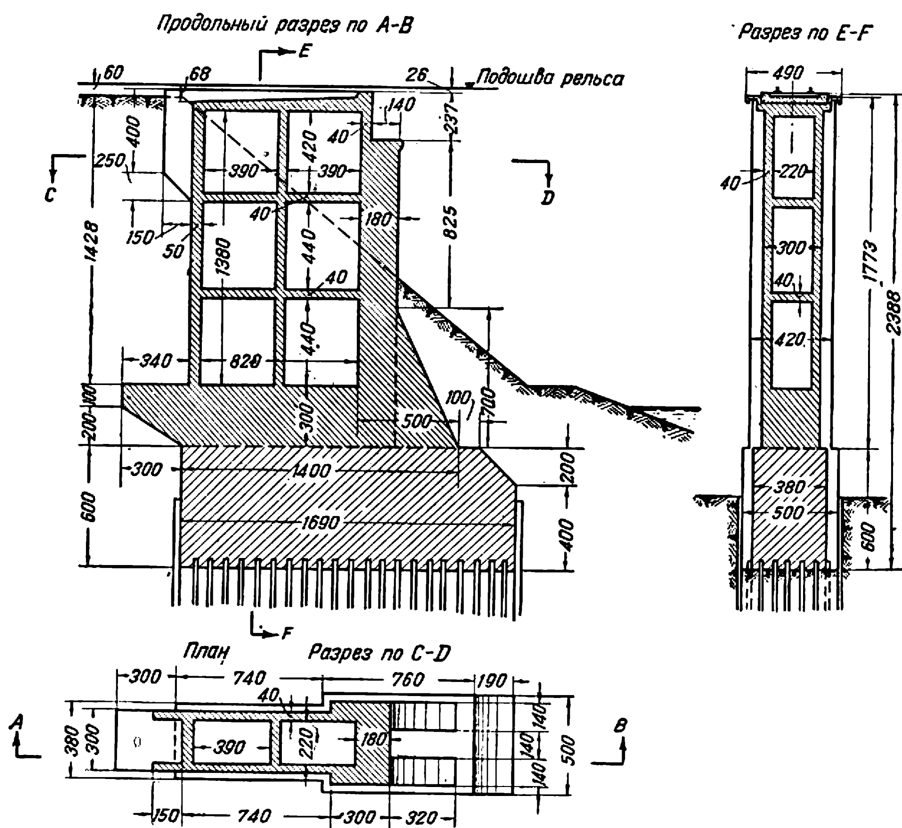
Основной идеей вариантов железобетонного моста является пропуск всех четырех путей по одному пролетному строению. Железобетонный мост запроектирован в двух вариантах: с большим пролетом $l = 129{,}6$ м) по варианту 1 и с меньшим пролетом ($l = 116{,}0$ м) по варианту 4. Отношение $f : l$ в обоих вариантах равно 1 : 4. В обоих случаях канал перекрывается двумя отдельными арками, причем проезжая часть расположена на подвесках и частично на стойках. Пропуск двух средних путей запроектирован между арками, а

крайних путей — на консолях снаружи арок. Более подробно конструкция железобетонного моста рассматривается в гл. III настоящего раздела.

3. ВАРИАНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО АРОЧНОГО МОСТА

Вариант 5 дает решение той же задачи, т. е. пропуска четырех путей по одному пролетному строению, с использованием стали в качестве материала пролетного строения.

Основные размеры моста: расчетный пролет — 132,0 м, расчетная стрела — 28,8 м ($f : l = 1 : 4{,}58$).



Фиг. 46. Устой по типу III Гипротранса.

Арка — двухшарнирная, сквозная, серповидного очертания. Расстояние между осями поясов арки в замке — 5,0 м, к пятам оно уменьшается до 2,0 м. Расстояние между осями арок — 10,2 м. Длина панели (расстояние между поперечными балками) — 8,0 м; это расстояние перекрывается продольными балками — по две балки под каждый путь. Деформационный шов дан на линии пересечения арок с проезжей частью.

4. СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ И ВЫБОР ТИПА МОСТА

Сопоставление основных характеристик указанных пяти вариантов приведено на фиг. 43 в процентах, причем сравнение объемов работ произведено в соответствующих объемных и весовых показателях.

Необходимо отметить, что при окончательном сравнении вариантов в общую стоимость моста по варианту 3 не были включены расходы по возведению четвертого пролетного строения.

Результаты приведенных сравнений показали, что устройство моста сразу под четыре пути вместо трех не приводит к увеличению капиталовложений в случае применения металлического пролетного строения, в случае железобетонного приводит даже к их снижению.

По группе металлических балочных мостов, основываясь на технико-экономических соображениях, а также учитывая неэстетичную внешнюю форму моста по варианту 3 (устройство четырех отдельных пролетных строений), для окончательного сравнения решено было выделить вариант 2 с двумя двухпутными металлическими пролетными строениями.

В отношении варианта 5 (металлический арочный мост) необходимо отметить наряду с удовлетворительным его внешним видом и примерно одинаковой его стоимостью с вариантом 2 несколько бóльшие трудности заводского изготовления и несколько бóльший расход металла.

Что касается железобетонных мостов, то вариант 4 характеризуется меньшим расчетным пролетом, чем вариант 1, и наименьшей стоимостью по сравнению со стоимостью всех остальных четырех вариантов. Железобетонные мосты дешевле металлических примерно на 30—35% (вариант 3 в данном сравнении не рассматривается).

Учитывая степень разрешения каждым вариантом поставленных задач, в особенности достигаемую экономию металла и конструктивно-архитектурное оформление моста, необходимо было на первое место выдвинуть вариант 4. Экономия металла достигала в этом случае около 2 000 т.

Общее преимущество железобетона как материала для пролетных строений усиливалось еще тем обстоятельством, что его применение обеспечивало наиболее быстрый срок сооружения моста (благодаря возможности использования недефицитных материалов и неквалифицированных рабочих почти для всего объема работ).

Принимая во внимание эти соображения, Строительство канала Москва—Волга и остановилось окончательно на варианте постройки железобетонного арочного моста под четыре железнодорожных пути с расчетным пролетом 116,0 м (фиг. 47).

Следует отметить, что этот железобетонный мост более чем в два раза превосходил по пролету построенные в СССР до него железобетонные мосты, а с учетом его грузоподъемности (четыре железнодорожных пути) является одним из выдающихся мостов в мире. Таким образом Строительство канала Москва — Волга, отказавшись от шаблонного решения, смело приняло совершенно новое в практике мостостроения решение.

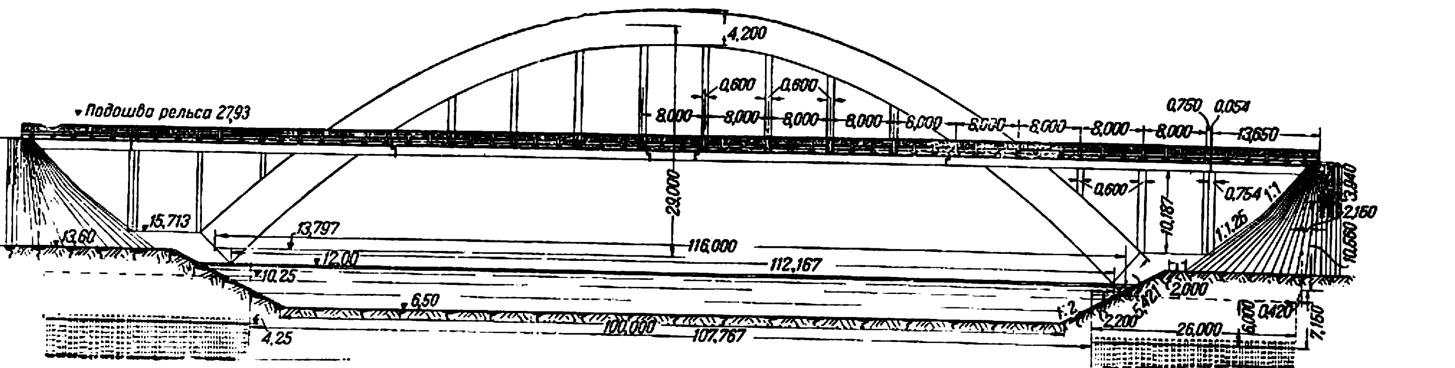
ГЛАВА III

КОНСТРУКЦИЯ МОСТА

1. УСТРОЙСТВО АРОК И СВЯЗЕЙ

Пролетное строение моста состоит из двух отдельных арок параболического очертания с жестко заделанными пятами; расчетный пролет арок — 116,0 м; расчетная стрела — 29,0 м. Для уменьшения собственного веса и сохранения возможно большей жесткости аркам придано пустотелое коробчатое сечение с внешним прямоугольным очертанием (фиг. 48 и 49).

Высота арки в замке равна 4,20 м, в пяте — 5,42 м; ширина арки — 2,00 м. Толщина боковых вертикальных стенок сечения арки —



Фиг. 47. Фасад Химкинского моста (окончательный вариант).

План связей

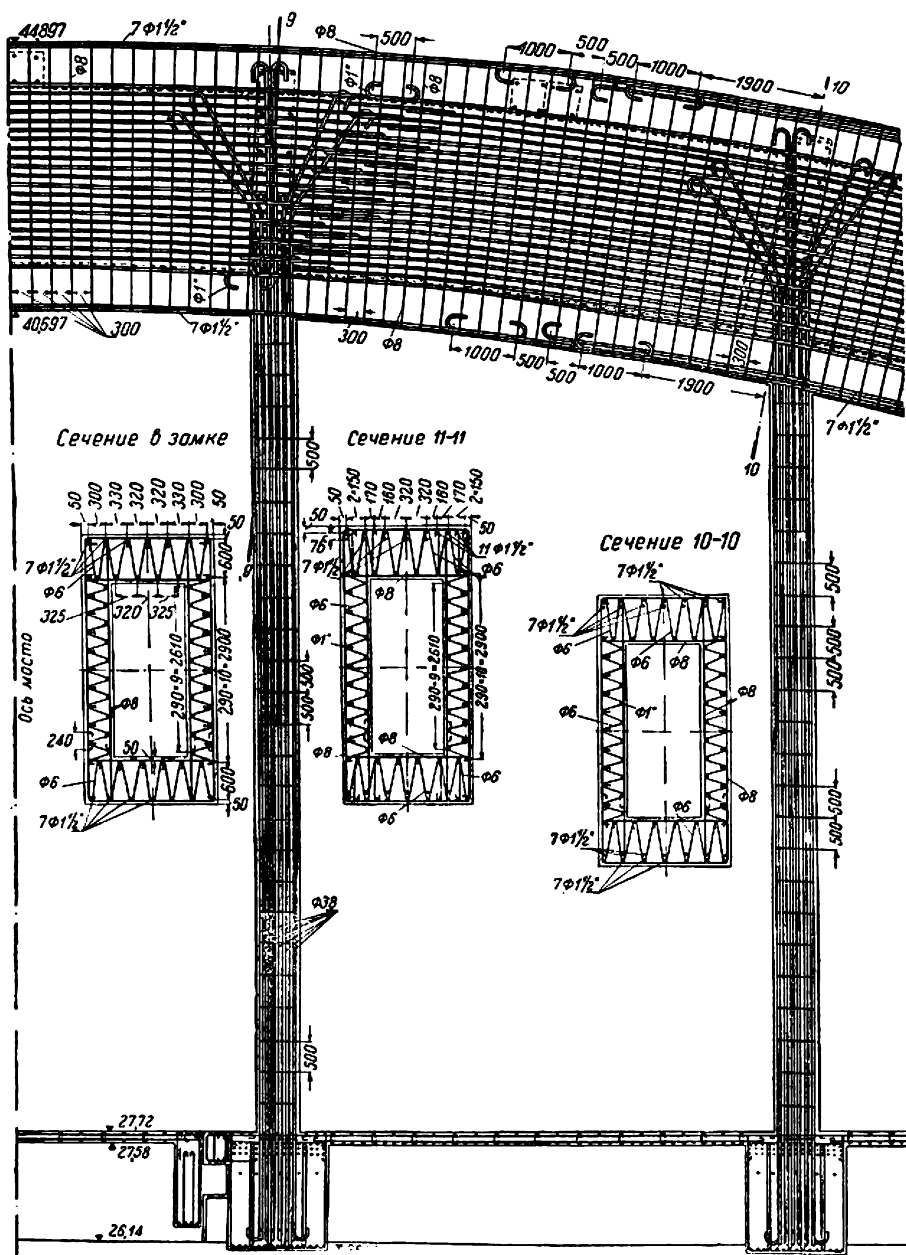
Разрез по оси моста

Разрез по оси арку

План связей

Фиг. 48. Продольные разрезы построенного Химкинского моста.

0,40 м. Толщина верхней и нижней горизонтальных стенок — переменная: в замке она составляет 0,70 м, увеличиваясь к пятам до 1,16 м. Увеличение толщины горизонтальных стенок осуществлено таким



Фиг. 49. Арматура Химкинского моста — участок арки у середины пролета.

образом, что внутренний проем арки остается постоянным: высотой 2,80 м и шириной 1,20 м.

Доступ во внутренний проем каждой арки осуществляется через две входные металлические двери, расположенные в боковых стенках с внутренней стороны арок на уровне проезжей части (по одной двери с каждого конца моста). Двери сконструированы в виде круглых

люков, основой которых является круглое сварное металлическое кольцо (из 20-мм стали), забетонированное в боковую стенку арки.

Расстояние между осями арок — 11,0 м. Связь между арками осуществляется распорками и диагоналями, образующими в плане ромбическую систему связей.

В семи средних панелях связи расположены над проезжей частью, в двух крайних (к пяте) панелях — под проезжей частью (фиг. 48). Ромбическая система связей прерывается в целях пропуска поездов между арками, жесткость же соединения арок между собой обеспечивается устройством порталов.

Нагрузка на арки передается подвесками и стойками, расположенными на расстоянии 8 м друг от друга. В узлах примыкания подвесок и стоек арки снабжены диафрагмами толщиной 0,75 м, расположенными нормально к продольной оси арки. В диафрагмах оставлены отверстия 1,20 × 0,70 м для сообщения между пустотами отдельных участков арки.

В пятовых частях, на протяжении 4,19 м, аркам придано сплошное сечение, так как на эту длину требовалось произвести запуск арматуры для заделки пяты в бетонную подушку устоя.

Арматура арок состоит (фиг. 49 и 50) из продольных стержней диаметром 1½" и 1". Стержни $d = 1½"$ расположены по верхней и нижней наружным граням сечения арки; по боковым наружным граням, а также по контуру внутреннего проема расположены стержни $d = 1"$. Вся продольная арматура связана хомутами $d = 6$ мм, образующими зигзагообразную систему, плоскость которой нормальна к оси арки; в этой же плоскости имеются прямые хомуты $d = 8$ мм, идущие на всю высоту арки; так как бетонирование сечения арки выполнялось в два приема, то вертикальные хомуты имеют стык; плоскости хомутов отстоят друг от друга на расстоянии 30 см по оси арки.

Замковое сечение арки армировано на 0,86% (считая по продольной арматуре); расположение арматуры — однорядное (фиг. 49); горизонтальное расстояние между осями стержней в среднем 320 мм.

Сечение арки в четверти пролета (узлы *6* и *11*) армировано на 1,30% (также по продольной арматуре) с двухрядным расположением стержней $d = 1½"$; горизонтальное расстояние между осями стержней — от 150 до 320 мм.

Армирование пятового сечения составляет 1,30%; расположение стержней (диаметр их также 1½") здесь четырехрядное; расстояние между их осями — от 150 до 170 мм.

Для арок применен бетон марки $R_{28} = 350$ кг/см².

Объем железобетонной кладки двух арок с диафрагмами составляет 1 698 м³; вес арматуры — 222,0 т.

Основная арматура связей — стержни диаметром 1" и 1½". Вес арматуры верхних и нижних связей — 42,0 т; объем их железобетонной кладки — 210 м³.

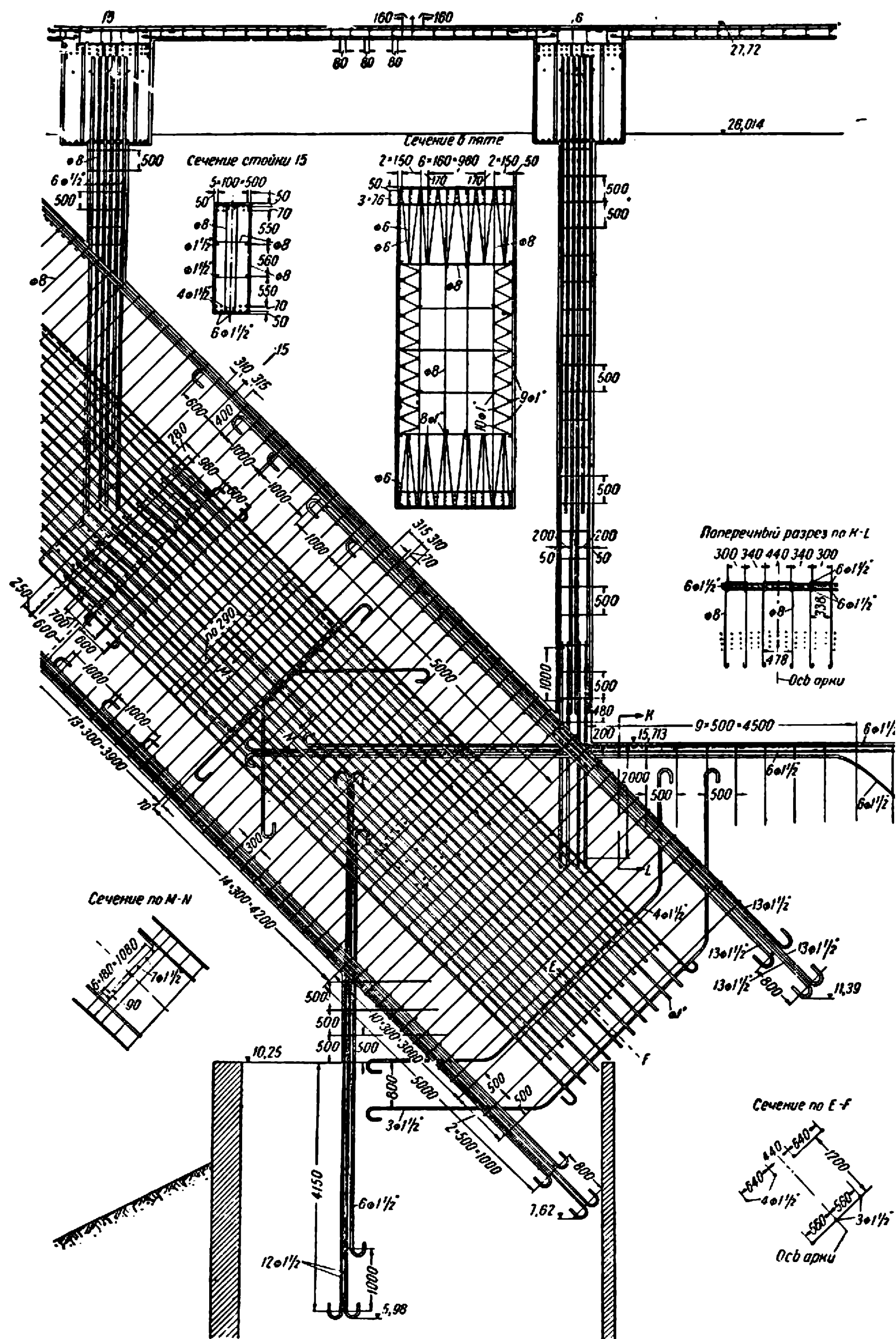
В отношении устройства арок Химкинского моста необходимо отметить следующие наиболее характерные их конструктивные особенности:

1. Применение пустотелых арок коробчатого сечения впервые в СССР.

2. Малый процент армирования арок продольными стержнями.

3. Применение системы зигзагообразных хомутов из стержней малого диаметра, являющихся хорошим конструктивным мероприятием, аналогичным косвенному армированию бетона и обеспечивающим слитную работу сечения арки.

4. Применение стержней продольной рабочей арматуры длиной 25—30 м с устройством стыков при установке на место внахлестку. Производство всей необходимой сварки стержней выполнялось на арматурном дворе. Сварка в пролете была совершенно исключена.



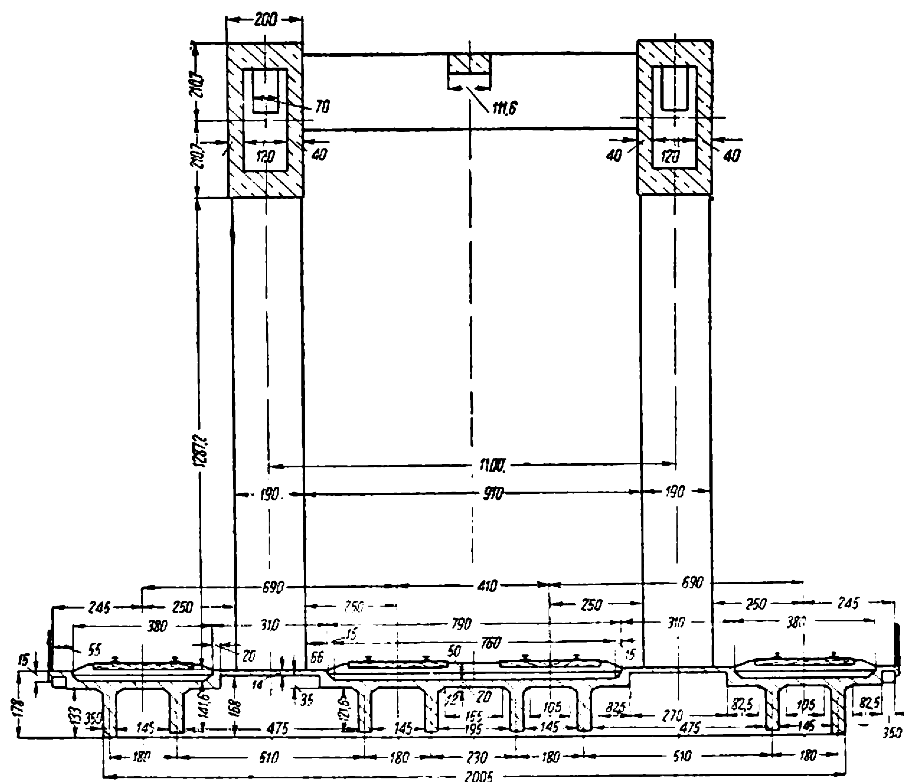
Фиг. 50. Арматура Химкинского моста — арка у пяты.

5. Доведение числа рядов стержней в пятовом сечении арки до четырех с тем, чтобы в интересах удобства бетонирования не уменьшать значительно горизонтальных расстояний между стержнями.

6. Применение для пролетного строения ромбической системы связей, оказывающей наибольшее сопротивление продольным взаимным перемещениям арок, возникающим при загрузке двух путей на одной половине пролета по одну сторону от продольной оси моста и двух других путей на второй половине пролета и по другую сторону от оси моста (диагональное загружение).

2. ПРОЕЗЖАЯ ЧАСТЬ

Проезжая часть моста поддерживается подвесками в десяти средних узлах арки и стойками в трех крайних панелях на концах моста. В тех местах, где проезжая часть пересекается с арками, она непосредственно связана с ними при помощи мощных поперечных балок.



Фиг. 51. Поперечный разрез пролетного строения Химкинского моста.

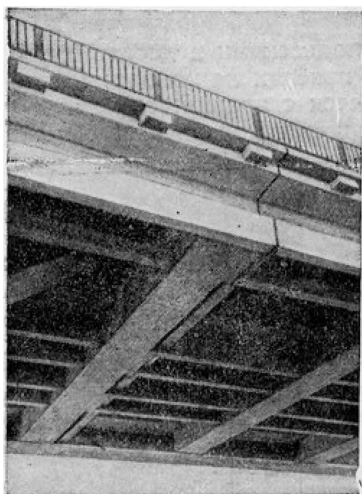
Проезжая часть двух средних железнодорожных путей расположена на поперечных балках между арками; проезжая часть крайних путей поддерживается консолями поперечных балок снаружи (фиг. 51).

Ширина проезжей части между перилами составляет 22,8 м.

Высота поперечных балок и их консолей — 1,68 м, ширина их — 1,50 м. Поперечные балки, непосредственно связанные с арками и служащие одновременно распорками связей, имеют увеличенную высоту 3,20 м (между арками) при ширине 1,50 м.

Расстояние между поперечными балками (длина панели), равное 8,00 м, перекрыто продольными балками — по две на каждый путь. Сечение продольных балок 0,35 × 1,556 м. Высота крайних продольных балок консольных путей несколько увеличена с таким расчетом, чтобы нижние их грани совпадали с нижними гранями поперечных балок.

Плита толщиной 20 см образует балластные корыта: одно общее для двух средних путей и отдельные для крайних; корыта соединены между собой плитой толщиной 10—14 см. Путь расположен на балласте толщиной 45 см при расстоянии подошвы рельса от бетона в 50 см; в пределах ширины поперечной балки эти две величины соответственно равны 30 и 35 см, так как верх поперечных балок выступает над верхом продольных балок на 15 см.



Фиг. 52. Деформационный шов проезжей части Химкинского моста.

Отвод воды осуществляется в каждой панели из каждого балластного корыта через отдельные трубки $d = 15$ см, расположенные с таким расчетом, чтобы возможен был свободный осмотр их сверху.

Проезжая часть в промежутке между местами пересечения ее с арками имеет четыре сквозных поперечных разреза (фиг. 47, 48 и 52). Швы устроены по боковым граням двух поперечных балок, ближайших к середине пролета (узлы *8* и *9*), и двух поперечных балок, расположенных в узлах *4* и *13*. В этих местах концы продольных балок опираются на консольные выступы поперечной балки при помощи стальных опорных частей; в трех разрезах эти опорные части являются неподвижными, а в одном разрезе (у середины пролета) — подвижными. Концы продольных балок у деформационного шва соединены поперечной балкой малого сечения. Чтобы обеспечить поперечную жесткость разрезаемой проезжей части, поперечным балкам в месте разреза приданы специальные выступы, входящие зубом в соответствующий промежуток между продольными балками, опирающимися на эту поперечную балку. Разрезы у балок *8* и *9* выделяют подвесную панель проезжей части и этим обеспечивают возможность температурных деформаций проезжей части без появления дополнительных напряжений.

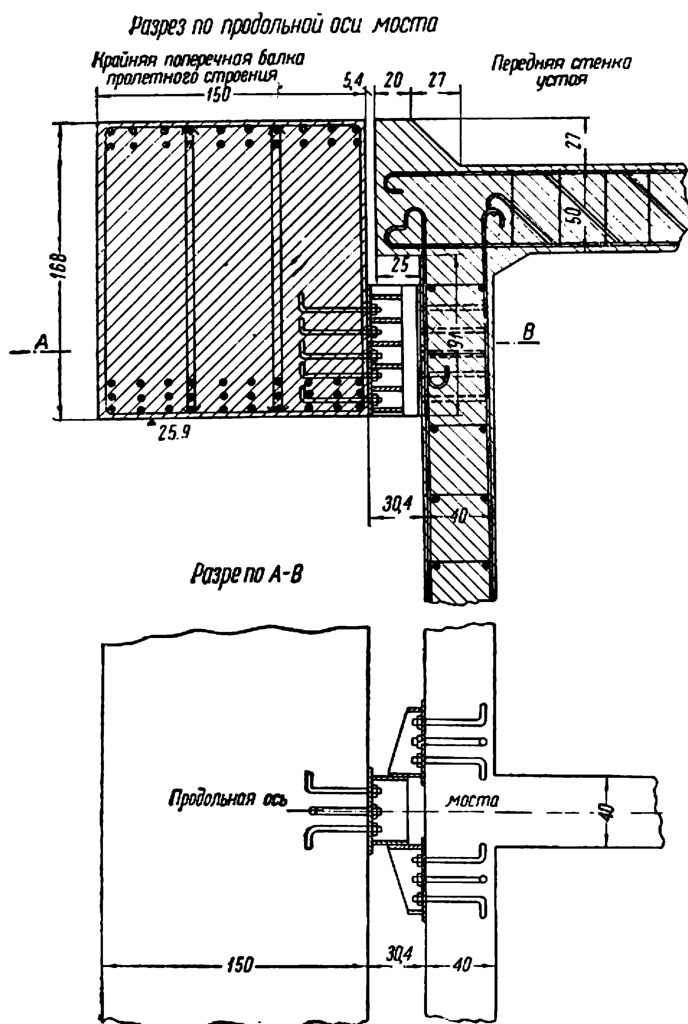
Разрезы у балок *4* и *13* запроектированы по строительным соображениям (в связи с необходимостью длительного перерыва в бетонировании проезжей части).

Проезжая часть своей концевой панелью опирается на устой, причем опирание последней поперечной балки (узлы *0* и *17*) выполнено так же, как и на концах арок, с помощью двух стоек, имеющих сравнительно небольшие поперечные размеры (по 1,90 м).

В результате продольных перемещений одной арки относительно другой, обусловленных диагональной загрузкой четырех путей, возникает значительная горизонтальная опорная реакция, для восприятия которой нехватает поперечной жесткости опорных стоек под концевой поперечной балкой. В силу этого нужно было либо заменить концевые стойки сплошной поперечной стенкой либо устроить в дополнение к этим стойкам специальное опорное соединение между концом проезжей части и устоем (по оси моста). По архитектурным

соображениям выбран второй вариант. Опорные части сварные из литого железа (фиг. 53).

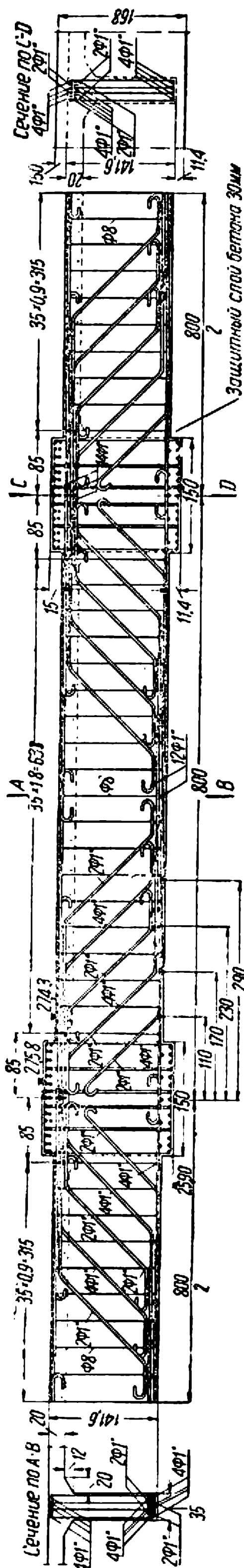
Рабочая арматура плиты, образующей балластные корыта, состоит из стержней $d = \frac{1}{2}''$ (в количестве 9 шт. на 1 пог. м плиты) как в середине пролета плиты, так и на ее опоре. Распределительная арматура плиты состоит из стержней $d = 8$ мм.



Фиг. 53. Концевое закрепление проезжей части.

Рабочая арматура продольной балки состоит из стержней $d = 1''$. Середина пролета продольной балки (фиг. 54) имеет 12 стержней $d = 1''$, расположенных в два ряда; горизонтальное расстояние между осями стержней — 5,3 см; по вертикали расстояние между рядами арматуры равно в свету диаметру арматуры [1]. На опоре балки число этих стержней доходит до 14 (также $d = 1''$) с расположением их в три ряда.

[1] Вертикальное расстояние между рядами стержней во всех элементах моста равно диаметру арматуры.



Фиг. 54. Продольная балка нормальной панели (внутренняя).

Отогнутые стержни продольной балки расположены на равных расстояниях друг от друга. Хомуты—четырехсрезные $d = 8$ мм, расположены на расстоянии 35 см друг от друга.

Длина стержней рабочей арматуры определялась величиной панели (8,00 м). Имеется две группы стержней: 1) стержни, идущие понизу в промежутке между опорами балки, часть которых имеет отгибы вверх; 2) стержни, идущие поверху над опорами балки, с отгибами вниз. Такая разбивка стержней значительно упрощает их установку.

Рабочая арматура поперечной балки состоит из стержней $d = 1\frac{1}{2}''$, расположенных по верху и по низу балки (фиг. 55). Отогнутые стержни балки расположены, как и в продольных балках, на равных расстояниях друг от друга.

Сечение поперечной балки по середине ее пролета имеет двойную арматуру (фиг. 56). Наверху размещены два ряда стержней по 15 стержней в каждом ряду; внизу — столько же стержней в двух рядах плюс еще три стержня в третьем ряду.

По оси подвески верхняя арматура поперечной балки состоит из 45 стержней $d = 1\frac{1}{2}''$, расположенных в три ряда, а нижняя из одного ряда в 15 стержней.

Горизонтальные расстояния между осями стержней составляют 10,0 см. Хомуты имеют в диаметре 8 мм и поставлены через 35 см по длине балки.

Для проезжей части применен бетон марки $R_{28} = 300$ кг/см^2.

Объем железобетонной кладки в проезжей части составляет 2 072 м^3.

В отношении особенностей устройства проезжей части следует отметить, что именно в Химкинском мосте задача пропуска нескольких железнодорожных путей по одному пролетному строению *впервые решена целиком в железобетоне*. Кроме того заслуживает внимания незначительная конструктивная высота проезжей части (2,03 м), обусловленная продольным профилем железной дороги. Недостаточность высоты проезжей части и вызвала своеобразное сечение поперечной балки.

3. ПОДВЕСКИ И СТОЙКИ

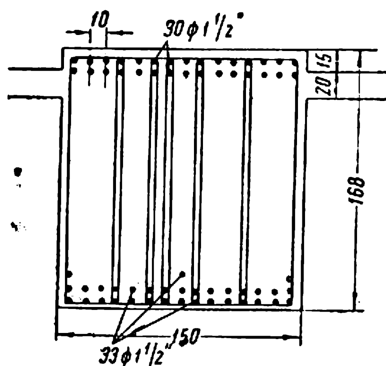
Подвески и стойки, поддерживающие поперечные балки проезжей части, запроектированы в виде железобетонных элементов с гибкой арматурой, жестко связанных одним

концом с узлами арок в местах расположения распорок связей, а другим — с поперечными балками. Таким образом подвески или стойки совместно с распорками связей и балками проезжей части образуют в поперечном сечении рамы.

Фиг. 55. Сечение по оси подвесок 9.

Сечения подвесок и стоек приняты одинаковыми — 0,60 × 1,90 м, причем размер 1,90 м направлен поперек моста.

Рабочая арматура подвесок (фиг. 55) состоит из стержней $d = 1\frac{1}{2}''$. Работа бетона в подвесках не учитывалась в предположении, что растягивающие усилия и изгибающие моменты воспринимаются исключительно арматурой. В нижних концах подвесок введена дополнительная продольная арматура (того же диаметра, что и основная), так как нижние узловые изгибающие моменты характеризуются бо́льшими значениями по сравнению с верхними. Эта дополнительная арматура расположена по краям подвесок и посредством приварки связывается с основными рабочими стержнями. У подвесок имеются горизонтальные хомуты $d = 8$ мм, поставленные на расстоянии 50 см друг от друга; кроме того подвески снабжены двумя системами наклонных (под углом 45°) перекрещивающихся хомутов из стержней $d = 12$ мм.



Фиг. 56. Сечение поперечной балки по оси пролета (моста).

Объем железобетона в подвесках и стойках составляет 294 м^3. Вес арматуры — 161,3 т.

Устройство железобетонных подвесок с гибкой арматурой для поддержания четырехпутного железнодорожного полотна с консолями является примером использования железобетона в специфических условиях работы (растягивающие усилия, восприятие изгибающих моментов от изгиба поперечных балок). Благодаря устройству подвесок такой системы достигнута монолитность всей конструкции и более равномерная передача усилий на арку.

Французские инженеры, руководствуясь данными опыта, свидетельствующими о возможности обеспечения хорошей работы железобетона в подобных условиях, обычно принимают решение об устройстве железобетонных подвесок, между тем как германские инженеры, основываясь на теоретических предпосылках, как правило, предпочитают устройство металлических подвесок.

Следует заметить, что надежность работы железобетонных подвесок в частности зависит от того, обеспечена ли в их конструкции необходимая связь бетона в арматурой при растяжении. В этом отношении большое влияние оказывают (помимо высокого процента армирования) имеющиеся в подвесках наклонные хомуты. Такой способ вспомогательного армирования растянутых элементов был применен в 1933 г. в подвесках Тярлевского путепровода Октябрьской ж. д.[1] и повторен в подвесках Химкинского моста. В обоих случаях работа подвесок оказалась вполне удовлетворительной.

4. ОПОРЫ МОСТА

Свайное основание в каждой опоре состоит из деревянных свай $d = 28$ см, забитых в шахматном порядке. Расстояние между рядами свай в продольном направлении — 35—39 см, в поперечном — 65 см. Расстояние между осями свай по диагонали равно 74 см, т. е. примерно 2,6 d.

Головы свай выступают над уровнем дна опускного колодца и заделаны в кладку. Под каждым устоем забито 858 свай. Допущенная нагрузка на сваю составляет 29,0 т.

Опускной колодец в плане имеет прямоугольное очертание (размеры его приведены на фиг. 57). Высота наружных стен колодца — 6,0 м, а толщина их — 50 см. Колодец разделяется двумя продольными и тремя поперечными внутренними стенками (толщиной 20 см) на 12 секций с внутренними размерами 5,70 × 6,10 м. Высота внутренних стенок — 5,00 м, причем верх этих стенок находится на том же уровне, что и у наружных стен.

Объем уложенного железобетона в одном колодце составляет 376 м^3. Бетон марки $R_{28} = 250$ кг/см^2.

Основная арматура колодца состоит из системы вертикальных и горизонтальных стержней диаметрами 1″ и $^7/_8$″. Общий вес арматуры одного колодца — 38,8 т.

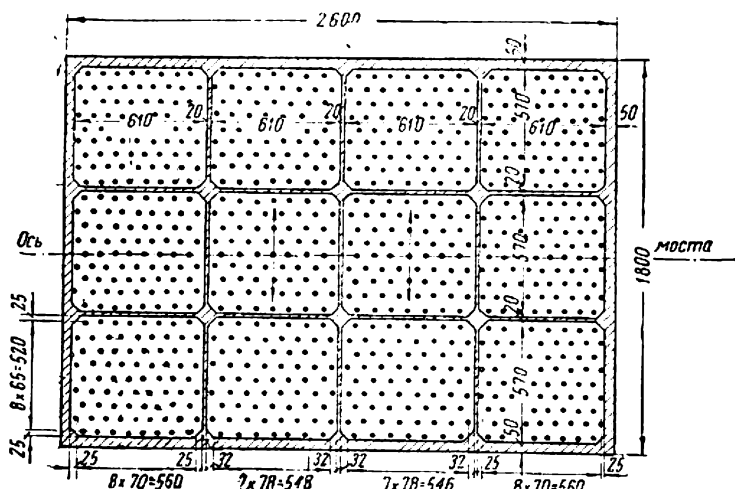
Заполнение опускных колодцев состоит из бетонной кладки марки $R_{28} = 200$ кг/см^2.

Для лучшей связи между заполнениями отдельных секций во внутренних стенках колодцев оставлены отверстия сечением 25 × 20 см (фиг. 79), через которые пропущены горизонтальные стержни соединительной арматуры. В нижней части колодцев над головами свай уложена горизонтальная распределительная сетка арматуры.

---

[1] Железнодорожный мост в виде открытой арки с затяжкой пролетом 32,6 м.

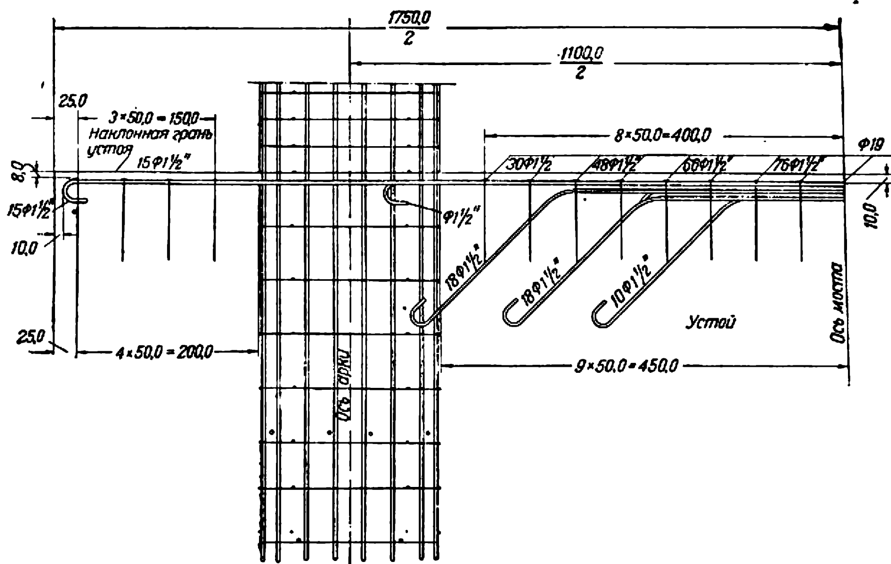
Выше уровня верхней грани колодца, лежащей на отм. 10,25 м, располагается бетонный массив шириной 17,50 м и длиной 24,22 м. Верх передней части массива лежит на отм. 15,713 м, образует площадку, на которую опираются крайние стойки моста; верх задней части



Фиг. 57. План опускного колодца (стрелками показано направление бойки свай).

массива располагается на отм. 12,56 м и служит основанием коробчатой верхней части устоя (фиг. 48).

Передняя грань массива устоя скошена и служит основанием для бетонной подушки под пятами арки.



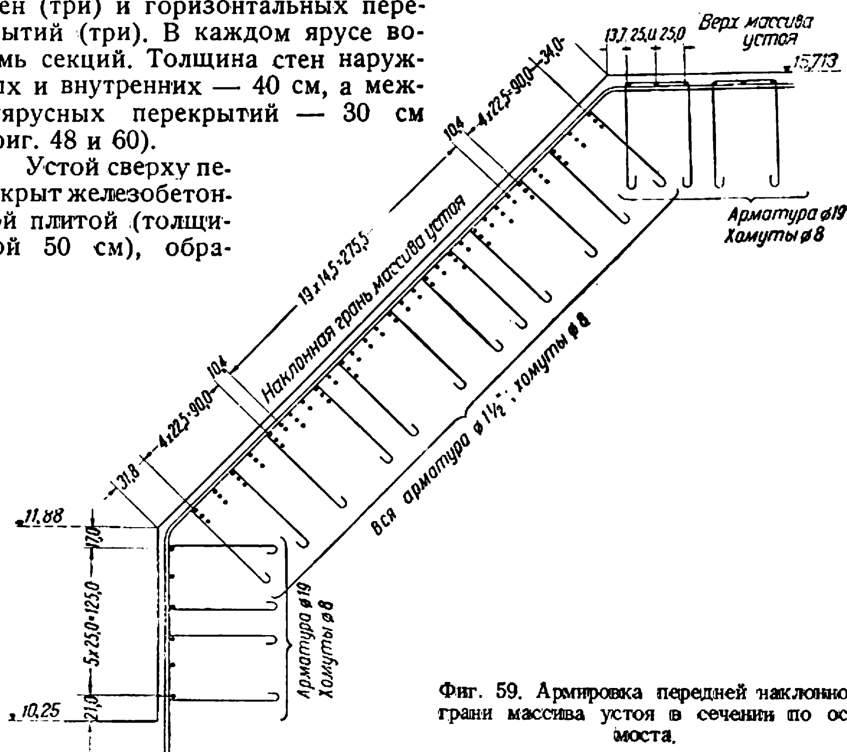
Фиг. 58. Арматура массива устоя в сечении, нормальном к передней наклонной грани.

Объем бетонного массива и подушки одной опоры составляет 1 379 м³. Кладка массива выполнена из бетона $R_{28} = 200$ кг/см², для подушки применен бетон $R_{28} = 350$ кг/см². В кладку бетонного массива заведена арматура арок (фиг. 50), а также арматура стоек и железо-

бетонных стен коробчатой надстройки устоя. Кроме того массив имеет специальную арматуру (фиг. 58 и 59), служащую для распределения сосредоточенных давлений арок на устой, а также для вооружения всего устоя (ниже пят арок) как балки, нагруженной реакцией грунта основания и имеющей опоры в виде пят арок.

Коробчатая пустотелая железобетонная надстройка, расположенная в концевой части устоя, имеет три этажа (яруса), которые образованы системой, состоящей из продольных стен (пять), поперечных стен (три) и горизонтальных перекрытий (три). В каждом ярусе восемь секций. Толщина стен наружных и внутренних — 40 см, а междуярусных перекрытий — 30 см (фиг. 48 и 60).

Устой сверху перекрыт железобетонной плитой (толщиной 50 см), образующей на нем балластное корыто проезжей части. Ширина проезжей части на устоях, включая тротуары, равна 22,8 м, между тем как ширина самой коробки — только 17,5 м; этим обусловлено устройство консолей для поддержания крайних железнодорожных путей (фиг. 60).



Фиг. 59. Армировка передней наклонной грани массива устоя в сечении по оси моста.

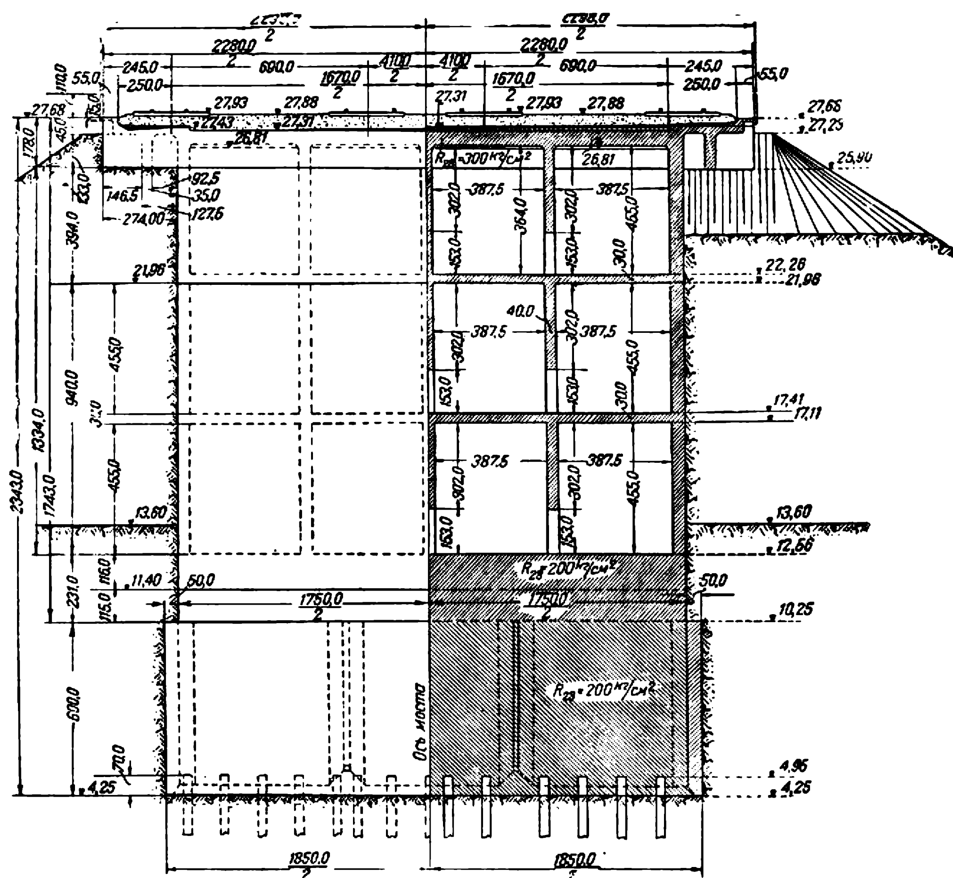
Объем железобетонной кладки в коробчатой надстройке над каждым устоем составляет 866 м³; марка бетона — $R_{28} = 300$ кг/см².

Основная арматура в стенах коробки — стержни $d = 3/4''$ и $1''$.

Вес арматуры надстройки над одним устоем равен 142 т.

Действующие напряжения по подошве фундамента (без учета сопротивления свай) от постоянной нагрузки составляют 3,68 кг/см² (задняя грань) и 3,86 кг/см² (передняя грань); для невыгоднейшего расположения временной нагрузки (загрузка двух путей с одной стороны от оси пути) действующие напряжения составляют 2,77 и 5,09 кг/см². Наименьший коэфициент запаса на скольжение при учете торможения временной загрузки, коэфициенте трения кладки по грунту 0,40 и при допущении отсутствия сопротивления свай составляет 1,55.

Для доступа во внутренние помещения надстройки (в целях их осмотра) над устоем устроены двери и металлические лестницы. Вентиляция секций этой надстройки осуществляется четырьмя специаль-



Фиг. 60. Устой.

ными отверстиями в ее передней стене, устроенными в каждом из двух верхних ярусов.

В отношении устройства опор необходимо отметить два наиболее существенных момента:

1. Благодаря выносу крайних путей моста на консоли, оказалось возможным сконструировать сравнительно узкие устои, обладающие, несмотря на ограниченный объем кладки, хорошей устойчивостью. Это достигнуто тем, что непосредственное давление арок воспринимается только нижней (массивной) частью устоя, расположенная же над массивом пустотелая железобетонная коробка, своей задней стороной упирающаяся в насыпь, дает возможность полностью использовать встречное распору арок давление земли, освобождая вместе с тем опору как от вертикального давления конуса насыпи, так и от излишней кладки. Таким путем, несмотря на наличие большого пролета, напряжение на грунт под подошвой фундамента от постоянной нагрузки свелось к 3,86 кг/см², т. е. к тому действительному напряжению, которое существовало на этой отметке до начала постройки моста.

2. Химкинский арочный бесшарнирный мост, являющийся сооружением весьма большого пролета, построен на песчаном грунте такого вида, который весьма часто встречается в условиях СССР. Против постройки моста на такого рода основании были высказаны резкие возражения со стороны целого ряда инженеров, считавших, что железобетонные бесшарнирные арочные мосты можно строить только на скальных основаниях. Эти возражения целиком опровергнуты прекрасными показателями работы построенного Химкинского моста.

ГЛАВА IV

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

1. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

При проектировании пролетного строения Химкинского моста применены утвержденные Центральным управлением пути НКПС специальные технические условия.

Временная нагрузка для всех четырех путей[1] задана по схеме H_8, в соответствии с нормами НКПС 1931 г.

При расчете арок и опор временная нагрузка принята в зависимости от невыгоднейшего по числу путей загружения со следующими коэфициентами:

1,00 при загрузке одного пути
0,90 „ „ двух путей
0,85 „ „ трех „
0,80 „ „ четырех путей

Для элементов проезжей части невыгоднейшее загружение учитывается во всех случаях с коэфициентом 1,0.

Динамические коэфициенты для временной нагрузки установлены следующие:

для плит	1,50
„ продольных балок	1,40
„ поперечных балок и подвесок	1,30
„ арок	1,00

Ветровая нагрузка принята равной 125 кг/м² при наличии поезда на мосту и 225 кг/м² при отсутствии поезда.

Тормозная сила учтена в размере 15% от статической временной нагрузки, располагающейся не более чем на двух путях.

Температура замыкания арок принята + 10°; расчетные разности температур для арки приняты равными: при понижении температуры — 18°—10°=—28°; при повышении температуры: +23°— 10°=+13°.

Влияние усадки бетона принято эквивалентным влиянию понижения температуры на 15°.

Допускаемые напряжения в арматуре:

плиты	1 100 кг/см²
продольных и поперечных балок	1 200 „
подвесок .	1 100 „
арок	1 200 „

Допускаемые напряжения в бетоне:

	Марка $R_{28}=300$ кг/см²	Марка $R_{28}=350$ кг/см²
Сжатие при изгибе	75 „	100 „
Скалывающие напряжения, при которых не требуется хомутов	7,5 „	—
Скалывающие напряжения, передаваемые на бетон по всей длине эпюры	6	—
Предельные скалывающие (главные растягивающие) напряжения . .	20	—

При проверке напряжений на случай совместного действия основных и дополнительных сил допускаемые напряжения на сжатие при изгибе повышаются на 30%.

[1] Давление осей паровоза по схеме H_8 составляет 28,0 т.

2. ПРОДОЛЬНЫЕ БАЛКИ

Все пролеты продольных балок за исключением панелей с разрезами принимались как средние пролеты в трехпролетной неразрезной балке.

Для середины пролета балки получены следующие расчетные величины:

1) полный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = +78{,}95 \text{ тм};$$

2) напряжение сжатия в бетоне [1]:

$$\sigma_б = 20{,}6 < 75{,}0 \text{ кг/см}^2;$$

3) напряжение в арматуре (внизу 12 ∅ 1″, наверху 4 ∅ 1″):

$$\sigma_a = 1\,030 < 1\,200 \text{ кг/см}^2.$$

Для опорного сечения балки значения получились следующие:

1) полный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = -92{,}94 \text{ тм};$$

2) напряжение сжатия в бетоне:

$$\sigma_б = 59{,}7 < 75{,}0 \text{ кг/см}^2;$$

3) напряжение в арматуре (внизу 4 ∅ 1″, наверху 14 ∅ 1″):

$$\sigma_a = 1\,118 < 1\,200 \text{ кг/см}^2;$$

4) наибольшие скалывающие (главные растягивающие) напряжения:

$$\tau = 19{,}7 < 20{,}0 \text{ кг/см}^2.$$

Для полного выявления работы проезжей части учтено также влияние упругости арок на работу продольных балок.

Временная нагрузка заставляет деформироваться арки, которые, упруго прогибаясь, изменяют расчетные условия, принятые для продольных балок, а именно: опоры неразрезных продольных балок [2], принятые при расчете последних абсолютно неподвижными, на самом деле под влиянием упругой деформации арок изменяют свое положение в вертикальной плоскости и тем самым вызывают в продольных балках дополнительные моменты, а соответственно этому — и дополнительные напряжения.

Запасы в напряжениях арматуры продольных балок полностью погашаются дополнительными напряжениями, возникающими от упругой деформации арок при действии временной нагрузки.

Расчет влияния упругости арок произведен приближенно, но с достаточной для практики точностью, причем за основу этого расчета принято предположение, что действие изгибающего момента для данного сечения моста распределяется между аркой и проезжей частью пропорционально значениям их моментов инерции [3]. Согласно

---

[1] Ширина плиты, входящая в состав рабочего сечения продольной балки, принята равной 200 см.

[2] Опорами здесь являются поперечные балки.

[3] См. «Статика железобетонных сооружений» Курт Бейер (Германский бетонный союз), стр. 337.

этому предположению были построены инфлюэнтные линии изгибающих моментов, приходящихся на продольные балки для разных сечений, и на эти линии влияния наложены инфлюэнтные линии изгибающих моментов для трехпролетной балки в тех же сечениях. Линии влияния, полученные в результате наложения, учитывали таким образом условия работы продольных балок, у которых имеются упругие опоры, следующие деформациям арок.

В табл. 6 для сравнения приведены значения полных изгибающих моментов, полученных при расчете продольных балок: 1) без учета упругой работы арок (при этом динамический коэфициент принят равным 1,40) и 2) с учетом упругой работы арок (при этом динамический коэфициент принят за единицу).

Таблица 6

Опорные узлы и панели	Изгибающие моменты в продольной балке (в тм)			
	без учета упругой работы арок		с учетом упругой работы арок	
	положительные	отрицательные	положительные	отрицательные
Узел *2*	—12,1	—92,9	+15,4	—108,7
„ *6*	—12,1	—92,9	— 2,8	— 73,8
„ *8*	—12,1	—92,9	—12,8	— 69,7
Панель *5—6*	+78,9	—13,1	+74,4	— 25,9
„ *8—9*	+78,9	—13,1	+61,0	— 9,0

Из этих данных видно, что опорные моменты в продольных балках при учете работы арок несколько уменьшаются для опорных узлов, близких к середине пролета моста, и увеличиваются для опорных узлов, близких к концу этого пролета. Для узла *2* это увеличение достигает 17%, вследствие чего напряжение в арматуре здесь увеличивается с 1 118 до 1 300 кг/см². Кроме того в этом же узле появляется положительный момент. Для середины пролета продольной балки учет работ арок дает увеличение отрицательных моментов почти на 100% (панель *5—6*).

При переходе от устоя к арке проезжая часть вместе с надарочным строением представляет собой трехпролетную раму (фиг. 48). Ближайшие в коробке устоя две стойки имеют высоту (до оси поперечной балки) 10,70 м и нижними концами заделаны в тело устоя. Высота следующей (третьей) стойки 4,25 м; нижний конец ее заделан в арку, с которой жестко сопрягается и конец последнего ригеля. Таким образом опоры первых двух стоек являются неподвижными, между тем как опоры третьей стойки и последнего ригеля следуют за деформациями арки.

Подсчет моментов для наиболее опасных сечений рамы[1] дает некоторое увеличение (на 3,5%) отрицательного момента, действующего на опоре продольной балки, в узле *2*, а также появление довольно значительного положительного момента (+ 27,6 тм) в месте примыкания продольных балок к узлу *3*.

---

[1] Подсчет произведен для трехпролетной неразрезной рамы с переменной высотой стоек.

3. ПОПЕРЕЧНЫЕ БАЛКИ

Поперечная балка рассчитана как однопролетная двухконсольная балка, пролет которой принят равным расстоянию между осями подвесок (11,0 м); вынос консоли от оси подвесок составляет 4,525 м. Плита в учет работы поперечной балки не принята.

Для сечения балки по оси подвески получены следующие расчетные величины:

1) полный отрицательный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = -814{,}10 \text{ тм};$$

2) напряжение сжатия в бетоне:

$$\sigma_б = 73{,}9 < 75{,}0 \text{ кг/см}^2;$$

3) напряжение в арматуре (внизу 15∅1½″, наверху 45∅1½″):

$$\sigma_а = 1\,165 < 1\,200 \text{ кг/см}^2.$$

Для сечения по середине пролета балки при загрузке двух средних путей получено:

1) $M = +547{,}50$ тм;
2) $\sigma_б = 43{,}0 < 75{,}0$ кг/см²;
3) $\sigma_а = 1\,102 < 1\,200$ кг/см²

(внизу и наверху балки в расчете принято по 30 ∅ 1½″)[1].

Для того же сечения при загрузке двух путей на консолях получено:

1) $M = -483{,}50$ тм;
2) $\sigma_б = 38$ кг/см²;
3) $\sigma_а = 974$ кг/см².

Наибольшее скалывающее (главное растягивающее) напряжение:

$$\tau = 15{,}3 < 20 \text{ кг/см}^2.$$

Эпюра перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечной балке приведена на фиг. 61.

4. АРКИ

Большая величина перекрываемого пролета при наличии четырех железнодорожных путей, поддерживаемых двумя отдельными арками, требовала особого внимания к расчету арок и к сближению расчетной схемы с фактическими условиями работы моста.

При расчете арок они рассматривались как работающие совместно с устоями, т. е. с учетом упругости оснований устоев. Соответственно этому в инфлюэнты действующих в арке усилий включены участки действия временной нагрузки на устои.

Линии влияния лишних неизвестных систем приведены на фиг. 62. Анализируя эти инфлюэнты, можно легко убедиться, что упругость основания устоев вследствие того, что его площадь и размер вдоль моста характеризуются большими величинами, лишь в весьма незначительной степени сказывается на усилиях в арке.

В табл. 7 приведены расчетные данные, характеризующие влияние отдельных факторов на работу арки (для основных сечений арки). Значения приведенных в таблице усилий в арках определены для слу-

[1] Проверка сечения при этой же нагрузке, но в случае отсутствия на консолях путей и балласта, дает $\sigma_б = 50{,}2$ кг/см² и $\sigma_а = 1\,288 < 1{,}3 \cdot 1\,200 = 1\,560$ кг/см².

чая наиневыгоднейшей установки временной нагрузки в поперечном направлении (загрузка трех путей с одной стороны моста), причем распределение этой нагрузки на арки принято по закону рычага.

Фиг. 61. Эпюра перерезывающих сил и изгибающих моментов поперечной балки.

Фиг. 62. Линии влияния статически неопределимых величин.

При расчете арок были выведены зависимости между горизонтальными силами, действующими в плоскости арок и нормально к ней, и изгибающими моментами и нормальными силами, возникающими в вертикальной плоскости арок. Это позволило в частности выявить влияние, обусловливаемое несимметричностью деформации одной арки по отношению к другой[1], как на самые арки, так и на связи и поперечные рамы моста (подвески, поперечные балки и распорки ветровых связей). Перекос пролетного строения вызывает значительное увеличение усилий в связях и поперечных рамах моста, о чем будет сказано ниже.

В то же время при перекосе пролетного строения поперечная жесткость конструкции моста способствует разгрузке более нагруженной арки и передаче части усилия на менее загруженную. Это видно по линиям влияния моментов и нормальных сил (фиг. 63), построенным с учетом распределения несимметричной вертикальной нагрузки не по закону рычага, а в зависимости от жесткости поперечных рам; при невыгоднейшей загрузке трех путей благодаря поперечной жесткости моста с более нагруженной арки снимается около 15% нагрузки.

Сооружение бесшарнирного моста на нескальном грунте вызывало (как уже было отмечено выше) у целого ряда лиц преувеличенные

[1] Поперечные и продольные. перекосы арок.

Таблица 7

№ п/п	Нагрузки	M в тм	N в т	Q в т	$\sigma_б$ в кг/см²	σ_a в кг/см²
1	2	3	4	5	6	7
	Замковое сечение (сечение 8)					
1	Постоянная нагрузка	+550	+2 420	157	$\frac{53,6}{33,3}$	—
2	Временная нагрузка (установка на $+M_{max}$)	+1 831	+763	—	—	—
3	То же на $-M_{max}$	—1 073	+461	—	—	—
4	» » N_{max}	+54	+1 075	—	—	—
5	» » $+Q_{max}$	—	—	+254	—	—
6	» » $-Q_{max}$	—	—	—265	—	—
7	Повышение температуры на 13° . .	—277	+33	—	—	—
8	Понижение » » 28° . .	+596	—71	—	—	—
9	Усадка бетона (понижение температуры на 15°)	+320	—38	—	—	—
10	Ветер	∓ 99	±37	—	—	—
	Постоянная и временная нагрузки [1]					
11	[1+2] (установка на $+M_{max}$)	+2 381	+3 183	—	$\frac{101,3}{13,1}$	1 187
12	[1+3] (» $-M_{max}$)	—523	+2 881	—	$\frac{61,4}{42,0}$	—
13	[1+4] (N_{max})	+604	+3 495	—	$\frac{73,9}{51,6}$	—
14	[1+6] (» $-Q_{max}$)	—	—	412	$\tau = 16,3$	—
	Постоянная, временная и дополнительные нагрузки					
15	[1+2+7] (установка на $+M_{max}$ и $\Delta t = +13°$)	—800	+2 914	—	$\frac{67,1}{37,5}$	—
16	[1+3+8] (установка на $-M_{max}$ и $\Delta t = -28°$)	+2 978	+3 112	—	$\frac{111,0}{0,7}$	1 300
17	[1+3+8+9] (установка на $-M_{max}$ и $\Delta t = -28°$ и на усадку, эквив. $\Delta t = -15°$)	+3 297	+3 074	—	$\frac{116,3}{-5,9}$	$\frac{1\,362}{-69}$
18	[1+3+8+9+10] (установка на $-M_{max}$, $\Delta t = -28°$, усадку, эквив. $\Delta t = -15°$, и на ветер) . . .	+3 396	+3 037	—	$\frac{117,4}{-8,4}$	$\frac{1\,375}{-98}$

Данные по замковому сечению: площадь сечения бетона — 5,05 м²; площадь сечения арматуры — 433 см² (14 ⌀ 1½'' и 54 ⌀ 1''); процент армирования — 0,86%.

[1] Цифрами 1—10 в квадратных скобках обозначены порядковые номера нагрузок, указанные выше в первой графе настоящей таблицы.

В числителях дробей в графах 6 и 7 показано наибольшее фибровое напряжение, а в знаменателях — наименьшее.

Продолжение

№ п/п	Нагрузки	M в тм	N в т	Q в т	$\sigma_б$ в кг/см²	σ_a в кг/см²
1	2	3	4	5	6	7
	Сечение в четверти пролета (сечение 4)					
1	Постоянная нагрузка	—88	+2 910	122	$\frac{47,2}{44,6}$	—
2	Временная нагрузка (установка на $+M_{max}$)	+1 771	+474	—	—	—
3	То же на $-M_{max}$	—1 835	+1 080	—	—	—
4	» » N_{max}	—186	+1 339	—	—	—
5	» » $+Q_{max}$	—	—	+227	—	—
6	» » $-Q_{max}$	—	—	—142	—	—
7	Повышение температуры на 13° . .	+86	+39	—	—	—
8	Понижение » » 28° . .	—186	—83	—	—	—
9	Усадка бетона ($\Delta t = -15°$)	—99	—45	—	—	—
10	Ветер	±130	∓92	—	—	—
	Постоянная и временная нагрузки					
11	[1+2] (установка на $+M_{max}$)	+1 683	+3 384	—	$\frac{78,7}{28,0}$	—
12	[1+3] (» $-M_{max}$)	—1 923	+3 989	—	$\frac{91,0}{34,0}$	1 079
13	[1+4] (N_{max})	—274	+4 248	—	$\frac{71,1}{62,9}$	—
14	[1+6] (» $-Q_{max}$) ...	—	—	+348	$\tau = 12,7$	—
	Постоянная, временная и дополнительные нагрузки					
15	[1+2+7] (установка на $+M_{max}$ и $\Delta t = +13°$)	+1 769	+3 423	—	$\frac{80,6}{27,3}$	—
16	[1+3+8] (установка на $-M_{max}$ и $\Delta t = -28°$)	—2 109	+3 906	—	$\frac{93,3}{29,9}$	—
17	[1+3+8+9] (установка на $-M_{max}$, $\Delta t = -28°$ и усадку, эквив. $\Delta t = -15°$)	—2 208	+3 861	—	$\frac{94,1}{27,7}$	1 105
18	[1+3+8+9+10] (установка на $-M_{max}$, $\Delta t = -28°$, усадку, эквив. $\Delta t = -15°$, и ветер)	—2 338	+3 953	—	$\frac{97,5}{27,2}$	1 145

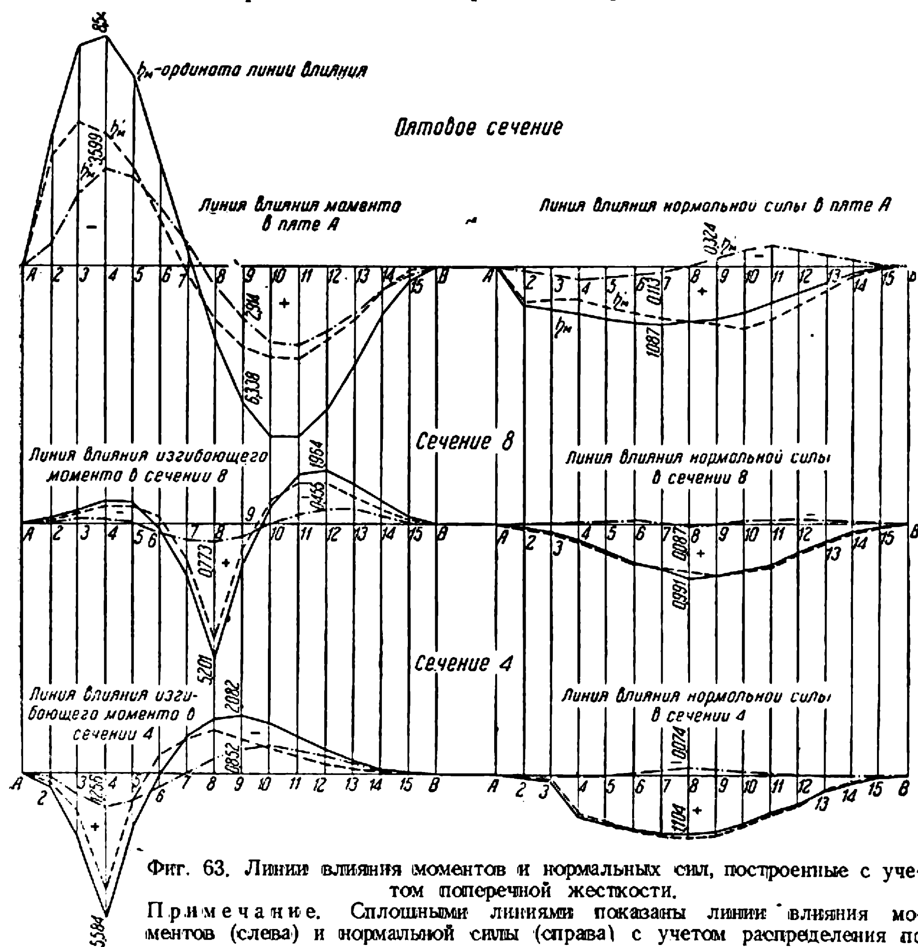
Данные по сечению в четверти пролета: площадь сечения бетона 5,822 м²; площадь сечения арматуры — 433 см² (14 ∅ 1⅛″ и 54 ∅1″); процент армирования — 0,75%.

Продолжение

№ п/п.	Нагрузки	M в тм	N в т	Q в т	$\sigma_б$ в кг/см²	σ_a в кг/см²
1	2	3	4	5	6	7
	Пятовое сечение					
1	Постоянная нагрузка	−2 654	+3 884	−26	46,8 / 7,0	—
2	Временная нагрузка (установка на $+M_{max}$)	+4 765	+700	—	—	—
3	То же на $-M_{max}$	−5 955	+792	—	—	—
4	„ „ N_{max}	−1 498	+1 475	—	—	—
5	„ „ $+Q_{max}$	—	—	+357	—	—
6	„ „ $-Q_{max}$	—	—	−341	—	—
7	Повышение температуры на 13° . .	+673	+47	—	—	—
8	Понижение „ „ 28° . .	−1 449	−100	—	—	—
9	Усадка бетона ($\Delta t = -15°$)	−776	−54	—	—	—
10	Ветер	±311	∓299	—	—	—
	Постоянная и временная нагрузки					
11	[1+2] (установка на $+M_{max}$) . . .	+2 112	+4 083	—	48,3 / 16,6	—
12	[1+3] („ $-M_{max}$) . . .	−8 609	+4 176	—	104,5	1 235 / −666
13	[1+4] (N_{max}) . . .	−4 151	+4 859	—	69,7 / 7,4	—
14	[1+6[(„ $-Q_{max}$) . . .	—	—	−367	$\tau = 4,7$	—
	Постоянная, временная и дополнительные нагрузки					
15	[1+2+7] (установка на $+M_{max}$ и $\Delta t = +13°$)	+2 784	+4 130	—	53,7 / 11,9	—
16	[1+3+8] (установка на $-M_{max}$ и $\Delta t = -28°$)	−10 058	+4 075	—	131,7	1 554 / −1 219
17	[1+3+8+9] (установка на $-M_{max}$, $\Delta t = -28°$ и усадку, эквив. $\Delta t = -15°$)	−10 834	+4 022	—	134,0	1 580 / −1 408
18	[1+3+8+9+10] (установка на $-M_{m\,x}$, $\Delta t = -28°$, усадку, эквив. $\Delta t = -15°$, и ветер)	−11 145	+3 723	—	131,4	1 548 / −1 530

Данные по пятовому сечению: площадь сечения бетона — 10,842 м²; площадь сечения арматуры — 1 459 см² (104 ⌀ 1½″ и 54 ⌀ 1″); процент армирования — 1,34.

опасения в отношении последствий влияния на арки деформаций оснований опор. Обычно высказывалось мнение даже о полной недопустимости каких-либо осадок опор во избежание разрушительного действия на бесшарнирную арку. В связи с этим пришлось расчетным путем выяснить степень зависимости между деформациями оснований опор и соответствующими дополнительными усилиями в арках. Зависимости эти представлены на фиг. 64. При вертикальной осадке



Фиг. 63. Линии влияния моментов и нормальных сил, построенные с учетом поперечной жесткости.

Примечание. Сплошными линиями показаны линии влияния моментов (слева) и нормальной силы (справа) с учетом распределения по закону рычага; пунктиром—линии влияния с учетом поперечной жесткости (пунктиром с точками показаны линии влияния для незагруженной арки).

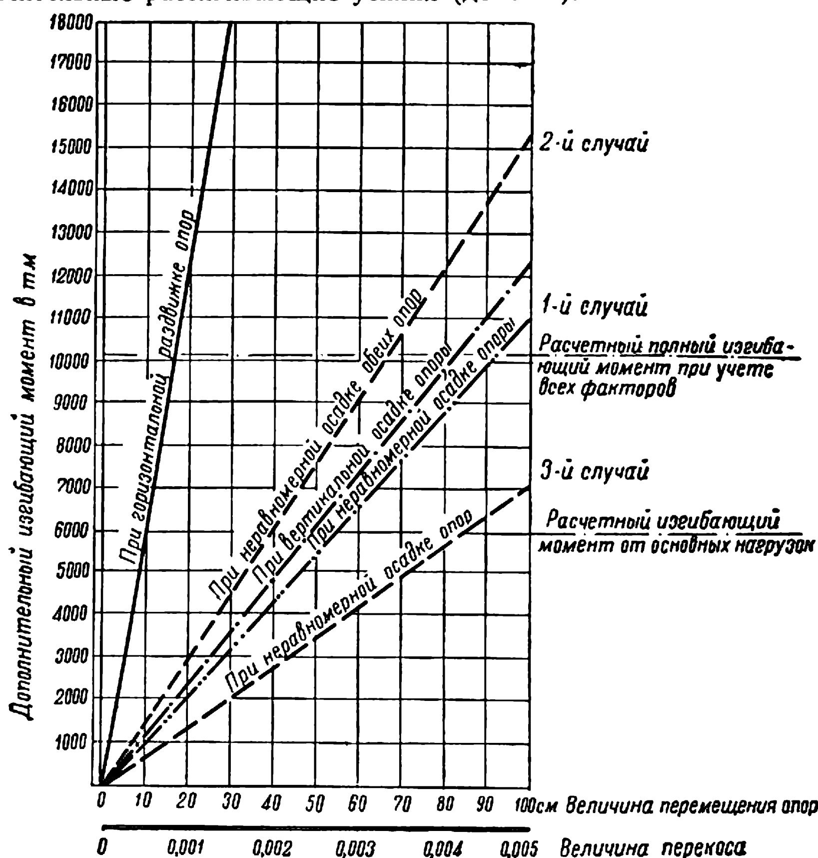
одной опоры относительно другой на 48 см расчетный изгибающий момент в пяте арки удваивается; при горизонтальной раздвижке опор на 10 см происходит также удвоение этого момента[1]. Согласно расчету, произведенному на основании данных по испытанию грунта, практически возможные деформации оснований колеблются в следующих пределах: вертикальная осадка — от 8 до 9 мм; горизонтальное смещение устоев — от 4 до 6 мм. Приведенные данные свидетельствуют о том, что запроектированная бесшарнирная арка является достаточно гибкой и практически возможные деформации оснований опор не могут вызывать в арке опасных напряжений. Фактические деформации, наблюденные при раскружаливании и затем при испытании моста, были еще меньше, чем расчетные.

[1] Удвоение момента измеряется по отношению к возникающему в арках моменту от основных сил.

5. СВЯЗИ МЕЖДУ АРКАМИ

Расчет связей произведен с учетом усилий от укорочения арок, вызываемого обжатием последних под действием постоянной нагрузки.

В распорках ветровой системы обжатие арок вызывает довольно значительные растягивающие усилия (до 60 т).



Фиг. 64. Сравнительный график изменения изгибающего момента в пяте арки в зависимости от перемещения опоры.

Примечание. 1-й случай — осадка одной опоры по грани со стороны насыпи; 2-й случай — осадка двух опор по грани со стороны насыпи; 3-й случай — осадка двух опор: одной по грани со стороны пролета, а другой — со стороны насыпи.

Растягивающие и сжимающие усилия в диагоналях связей, обусловленные неравномерным расположением временной нагрузки относительно середины пролета и продольной оси моста (диагональное загружение, продольный перекос арок), достигают значительной величины: от ± 91 т в диагоналях, ближайших к пяте, до ± 55 т в диагоналях, ближайших к замку.

Из полученных данных следует, что при проектировании многопутных мостов необходимо производить расчет ветровых связей на продольный перекос арок, так как для элементов связей, находящихся близ замка, усилия от ветровой нагрузки незначительны, в то время как усилия от перекоса в несколько раз превосходят ветровые.

6. ПОДВЕСКИ

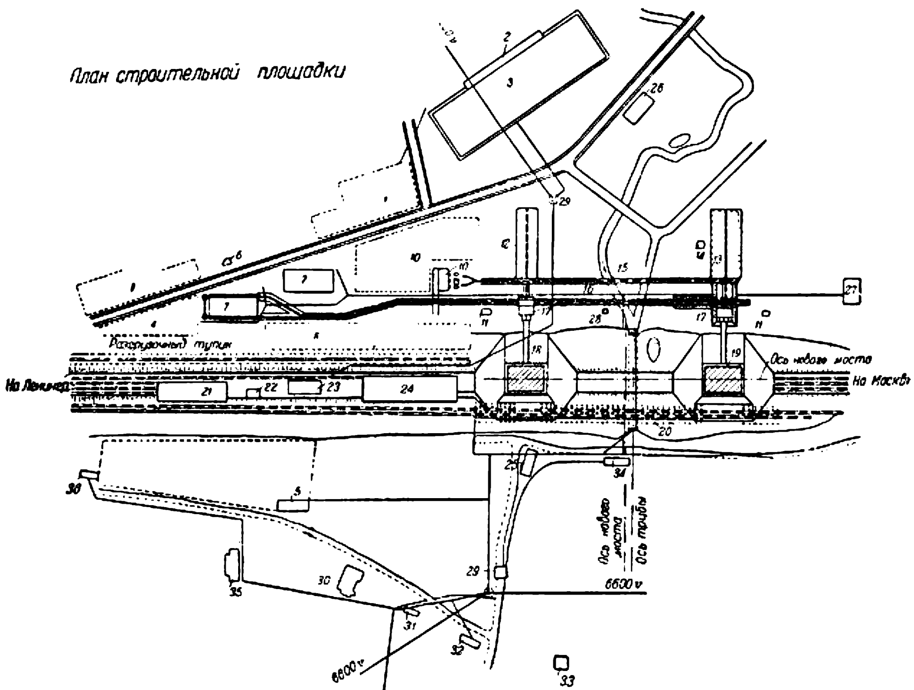
Подвески (и стойки) рассчитаны как составные элементы поперечных рам, в состав которых входят также распорки связей и поперечные балки проезжей части. При расчете поперечных рам действующие усилия определялись с учетом влияния сил перекоса пролетного строения, возникающих вследствие несимметричности поперечной загрузки моста. Расчет сил перекоса произведен методом взаимных перемещений как для 14-кратной статически неопределимой системы, состоящей из арок моста, взаимно связанных 14 упругими рамами, причем было учтено взаимодействие всех элементов этой системы. Перекос весьма сильно сказывается на работе подвесок, увеличивая действующий в нижнем узле подвески изгибающий момент примерно вдвое. Вследствие этого и потребовалось дополнительное продольное армирование подвесок в нижней их части.

ГЛАВА V

ОСНОВНОЙ ПЛАН РАБОТ ПО ПОСТРОЙКЕ МОСТА

1. СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА

Общее размещение всех сооружений на строительной площадке определилось в основном тем, что обходный железнодорожный путь был проведен справа от трассы моста (по направлению к Москве) и крайне затруднял доступ с этой стороны к сооружаемому мосту (фиг. 65). Поэтому основные сооружения (склады материалов, бетон-



Фиг. 65.

1—склад круглого леса; *2*—плотничный цех; *3*—разбивочная площадка; *4*—склад досок; *5*—шпалорезка; *6*—контора зав. цементным складом; *7*—цементный сарай; *8*—разгрузочное место и склад песка; *9*—разгрузочное место для камня; *10*—камнедробилка; *11*—котельная; *12*—щебнехранилище ленинградского устоя; *13*—щебнехранилище московского устоя; *14*—кипятилка; *15*—эстакада щебнехранилищ; *16*—эстакада бетонных заводов; *17*—бетонный завод; *18*—тепляк № 1; *19*—тепляк № 2; *20*—обходная эстакада; *21*—склад сырья арматурного цеха; *22*—электросварка; *23*—арматурный цех; *24*—склад готовой арматуры; *25*—механическая мастерская; *26*—помещение бригадиров и обогревалка; *27*—контора строительства; *28*—артезианская скважина; *29*—трансформаторная будка; *30*—центральная кладовая; *31*—кузница; *32*—лаборатория; *33*—водокачка; *34*—пожарная команда; *35*—столовая.

чые и камнедробильные заводы, плотничный цех) были расположены с левой стороны. Однако недостаточность свободного места с этой стороны заставила расположить часть сооружений (механическую мастерскую, шпалорезку, бетонную лабораторию, кузницу) по правую сторону с использованием имевшейся в железнодорожной насыпи трубы для проезда на основную площадку.

Кроме того на общее размещение сооружений строительной площадки повлияли условия подачи грузов по железной дороге со стороны ст. Химки (ленинградская сторона). От этой станции по левому откосу существующей насыпи (примерно по середине высоты насыпи) был проведен специальный разгрузочный тупик. Цементные склады, склад песка и разгрузочная площадка для камня были расположены вдоль тупика в такой последовательности, чтобы более тяжелые и бо́льшие по объему материалы располагались возможно ближе к мосту. Склады песка и камня были расположены непосредственно на нижней части насыпи, вниз от тупикового пути. После перевода движения на обходные пути разгрузка песка и камня производилась с верха существующей насыпи, чем значительно расширялась емкость складов.

Бетонные заводы были расположены по осям устоев. Такое расположение вызывалось тем, что: 1) основные объемы бетонной кладки были сосредоточены в пределах устоев, 2) дальнейшее бетонирование пролетного строения наиболее удобно было производить при подаче бетона от концов пролетного строения. Бетонные заводы были расположены у подошвы насыпи, на расстоянии 34 м от опор. Благодаря этому обеспечивалось удобство подачи инертных к бетонным заводам и одновременно создавалась возможность соорудить заводы заблаговременно, до начала отрывки котлованов опор, что при сжатых сроках строительства имело существенное значение.

Склады щебня располагались в одну линию с бетонными заводами.

Арматурный цех (включая электросварку, склады сырья и готовой арматуры) располагался на верху насыпи, со стороны ст. Химки. В смысле удобства подачи к цеху арматурного железа такое расположение являлось вполне рациональным. К тому же значительная часть готовой арматуры либо спускалась из цеха вниз (для армирования опор) либо в том же уровне передавалась на мост (при армировании проезжей части).

Доставка лесоматериалов производилась гужевым транспортом от ст. Химки к складам, плотничному цеху, шпалорезке и из всех перечисленных пунктов хранения и обработки — к месту постройки.

Щебень, получаемый с камнедробилок, транспортировался на склады по узкоколейному пути, расположенному на деревянной эстакаде высотой 4,5 м. Вагонетки, груженые щебнем, подавались на эстакаду с помощью электролебедки по наклонному (в виде бремсберга) пути. Эстакада имела уклон 0,003, облегчавший движение груженых вагонеток. Во время работы бетонных заводов щебень от камнедробилок таким же способом доставлялся непосредственно на заводы. Из щебнехранилищ щебень подавался на бетонные заводы понизу в тачках.

Цемент и песок транспортировались к бетонным заводам по двухпутной узкоколейке (один путь — грузовой, а другой — для порожняка), которая в начале своей трассы была уложена на грунте, а далее на деревянной эстакаде, поднятой на 2,5 м выше уровня площадок бетонных заводов. Путь, по которому подавались цемент и песок, на всем протяжении имел уклон по грузовому направлению.

В целом размещение основных сооружений на строительной площадке оказалось на практике вполне удовлетворяющим условиям и объемам выполняемых работ.

2. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ И ОБЪЕМЫ ОСНОВНЫХ РАБОТ

Постройка моста началась с момента окончательного перевода железнодорожного движения на обходные пути, т. е. в середине ноября 1934 г. Окончание всех работ было назначено и выполнено к 4 ноября 1935 г. Таким образом полная продолжительность работ по постройке самого моста составила 11½ месяцев. В течение этого времени приводимая ниже последовательность основных работ определялась необходимой (в соответствии с конструкцией моста) очередностью бетонирования и требующимся временем выдержки забетонированных частей моста.

Основными работами, определявшими в свою очередь последовательность и сроки выполнения всех прочих работ, являлись следующие:

1) отрывка котлованов (55 000 м^3) до отм. 10,25 м, заключавшаяся в разборке существующей насыпи до отметки, с которой должно было производиться опускание колодцев;

2) устройство тепляков для бетонирования железобетонных опускных коробок (колодцев), установка опалубки и арматуры коробок;

3) бетонирование опускных колодцев (объем железобетона — 752 м^3);

4) выдерживание и распалубка колодцев;

5) опускание колодцев до проектной отм. 4,25 м с выемкой земли в количестве около 5 000 м^3;

6) установка и оборудование копров для устройства свайного основания в количестве четырех копров на каждый устой;

7) забивка свай основания в количестве 858 шт. на каждый устой;

8) бетонирование фундаментов (заполнение колодцев) с укладкой 4 920 м^3 бетона;

9) бетонирование массивов устоев в пределах от верха коробок до пят арок (объем железобетона — 3 168 м^3);

10) бетонирование арок и связей между ними (объем железобетона $1\,698+210=1\,908$ м^3);

11) выдерживание арок и их раскружаливание;

12) уборка кружальных подмостей и кружал;

13) установка опалубки и арматуры проезжей части;

14) бетонирование проезжей части и стоек (объем железобетона — 2 072 м^3);

15) выдерживание и раскружаливание проезжей части;

16) загрузка балластом проезжей части;

17) бетонирование подвесок (объем железобетона — 187 м^3);

18) выдерживание подвесок и перевод движения на новый мост.

Применительно к вышеприведенной последовательности основных работ ориентировались и все остальные работы с тем, чтобы, во-первых, к началу бетонирования арок были закончены забивка свай подмостей, устройство подмостей и кружал, установка опалубки и арматуры арок; во-вторых, срок окончания работы по устройству верхних (коробчатых) частей устоев (1 732 м^3) обеспечил возможность своевременной отсыпки конусов (с учетом необходимого времени на выдерживание забетонированных коробчатых частей).

Общий объем бетонной кладки всего моста составляет 14 829 м^3; общий вес арматуры — 1 185 т (включая монтажное железо).

Постройка моста распадается на два характерных этапа: первый — это период зимних работ, включавший в себя все работы по устройству оснований моста, а также по устройству подмостей и кружал; второй этап — летний период, включавший все работы по сооружению пролетных строений моста и собственно опор (без опускных колодцев).

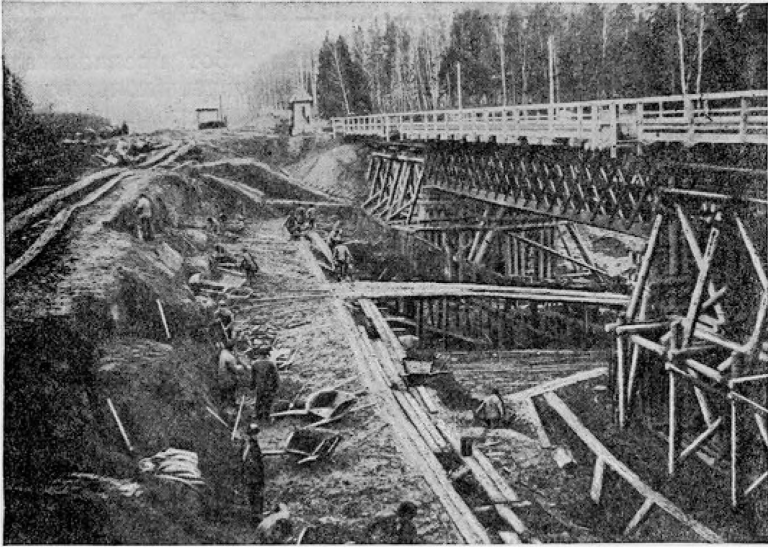
ГЛАВА VI

РАБОТЫ ПО СООРУЖЕНИЮ ОСНОВАНИЙ И ОПОР МОСТА

1. ОТРЫВКА КОТЛОВАНОВ

Работа по отрывке котлованов для опор моста производилась в ноябре и декабре 1934 г., причем полный фронт работ был открыт только с 12 ноября: до этого числа, в течение двух недель со времени перевода движения на обходный путь, один старый путь сохранялся — как резервный — в его прежнем состоянии вследствие некоторых деформаций в земляной присыпке обходных путей.

Эти деформации выражались в подвижках грунта откоса обходных путей (с ленинградской стороны) в связи с выходом на поверхность откоса грунтовой воды.



Фиг. 66. Разработка котлованов опор.

Насыпь у конуса в подходе к эстакаде с ленинградской стороны также обнаруживала некоторые деформации, в результате которых конец эстакады сместился поверху на 15 см по отношению к оси обходных путей.

Указанные явления возникли из-за небрежности, допущенной при выполнении работ по устройству конусов, а также в связи с принятым Службой пути Октябрьской ж. д. неудачным решением вести присыпку обходных путей из глины по супесчаному откосу существующей насыпи. Как уже указывалось, старая насыпь первоначально была устроена под два пути и состояла в основном из суглинистых грунтов. В дальнейшем был отсыпан третий (станционный) путь из супеси. Добавление к этой насыпи со стороны третьего пути глиняной присыпки для обходных путей закрывало выход воде, которая стала накопляться в пределах супесчаного слоя общего земляного массива насыпи. Местами вода прорывала глиняную присыпку обходных путей, выходила наружу и частично деформировала откос. Заметные скопления воды были обнаружены во время выемки в этой насыпи котлована под ленинградскую опору моста: вода в довольно значительном количестве вышла из супесчаного слоя насыпи в котлован. Все это

привело к необходимости принятия мер, обеспечивающих удаление воды из тела насыпи. Благодаря принятым мерам в дальнейшем (с января по ноябрь 1935 г.) обходные пути были вполне устойчивы.

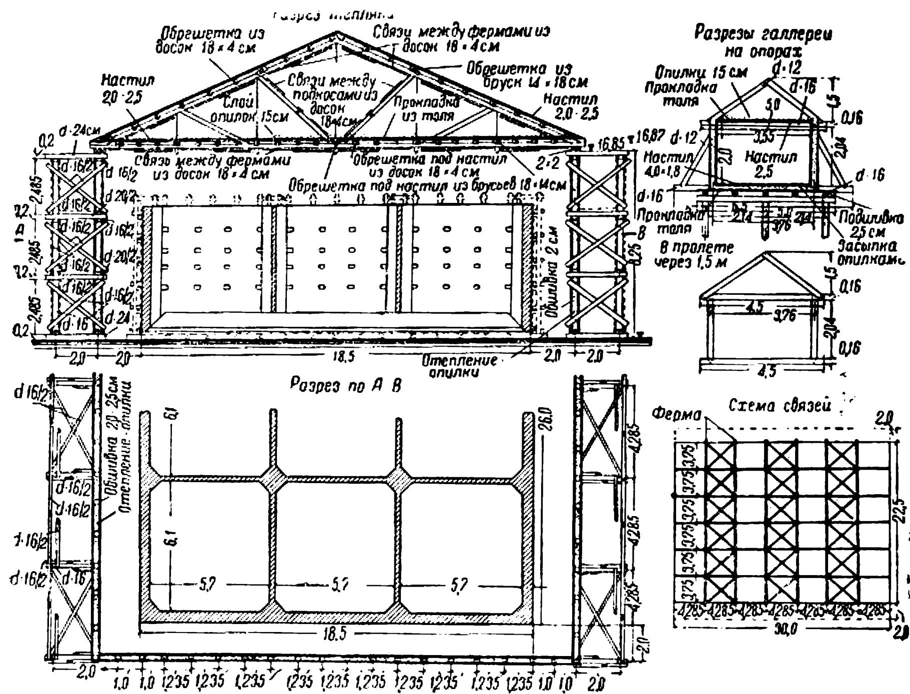
Работы по отрывке котлованов велись при сильных морозах[1] и глубоком промерзании грунта. Разработанный грунт транспортировался тачками и грабарками, причем пути для вывозки его большей части проходили под металлическими пролетами обходной эстакады (фиг. 66).

Разработка грунта в основном производилась взрывным способом, что необходимо особо отметить, учитывая близость обходных путей. Выемка 55 000 м^3 земли потребовала около полутора месяцев (отчасти вследствие недостатка рабочей силы на этих работах).

По окончании разработки котлованов часть насыпи между ними оставалась неразобранной и была использована в целях уменьшения высоты и стоимости подмостей для арок и проезжей части.

2. УСТРОЙСТВО ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ

По первоначальному плану производства работ предполагалось в течение зимы произвести как бетонирование опускных колодцев, так и их заполнения. Однако в целях сокращения срока работ, чтобы



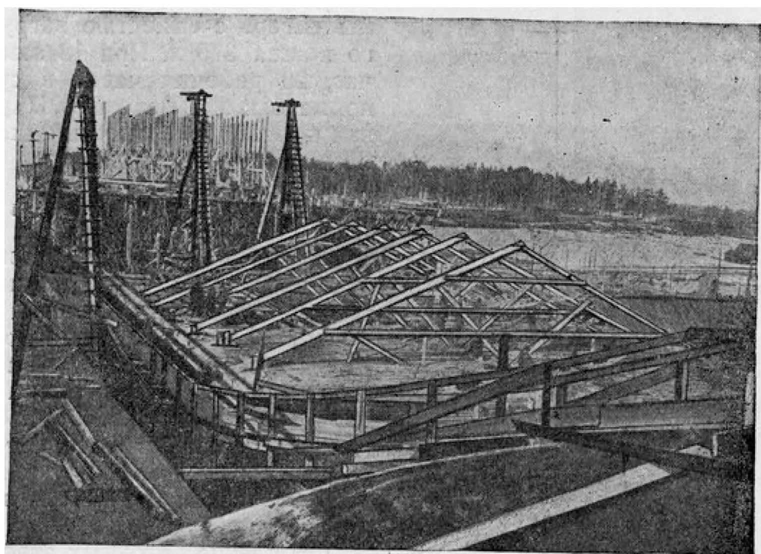
Фиг. 67. Устройство тепляка.

не тратить время на разборку тепляков после бетонирования опускных колодцев и на вторичную их сборку при последующем бетонировании заполнения, а также чтобы обеспечить наиболее удобные условия производства работ по выемке грунта при опускании колодцев, — были устроены тепляки объемлющего типа.

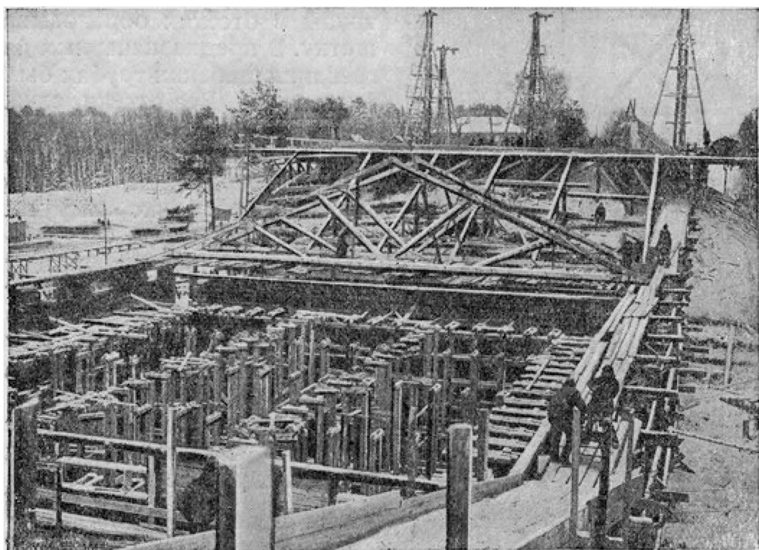
Конструкция этих тепляков представляла собой систему из стоек $d = 16$ см на лежнях (фиг. 67); стойки были обшиты с двух сторон

[1] В течение пяти дней работы совсем не производились из-за крайне низкой температуры воздуха.

тонкими досками, промежуток между которыми заполнялся опилками. Высота стен тепляка назначена 8,0 м, для того чтобы при бетонировании колодцев, имевших высоту 6,0 м, можно было подавать бетон сверху.



Фиг. 68. Перекрытие тепляка (внизу фотографии) и установка стоек кружальных подмостей (вверху снимка).

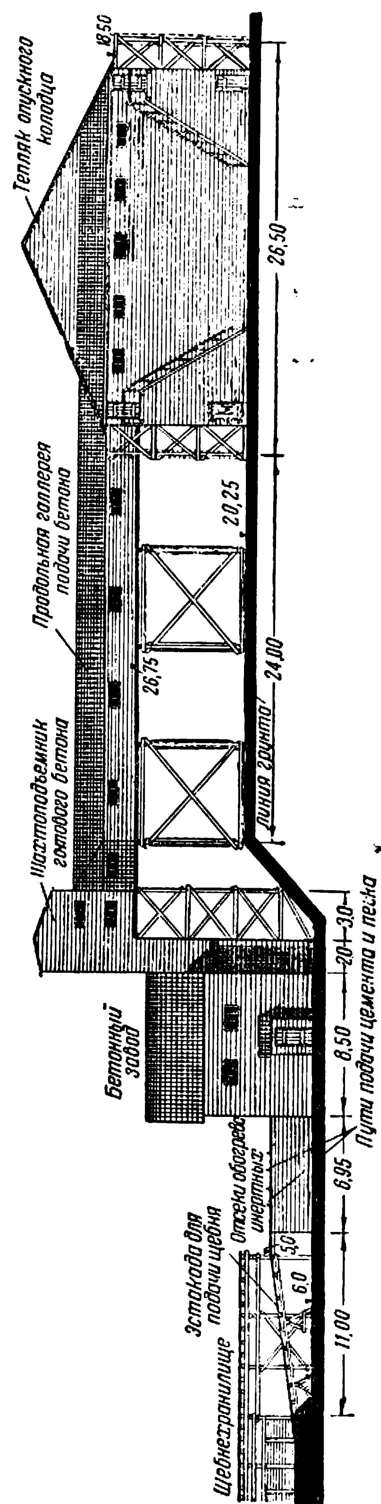


Фиг. 69. Устройство тепляка и опалубки опускного колодца (внизу фотографии) и забивка свай подмостей кружал (вверху).

Перекрытие тепляков выполнялось в виде дощатых стропильных ферм пролетом 22,5 м на гвоздевых соединениях (фиг. 68).

Отопление тепляков применено паровое. Необходимое количество пара определялось из условия: наружной температуры — 25° и внутренней + 15°.

Установка опалубки и арматуры колодцев производилась одновременно с устройством тепляков (фиг. 69).



Фиг. 70. Бетонный завод и тепляк.

Каждый из двух бетонных заводов был в этот период оборудован двумя бетономешалками системы «Егер» с емкостью загрузочного ковша 375 л. При 18 замесах в час, 20 рабочих часах в сутки и норме выхода бетона 0,67 расчетная производительность одного такого завода составляла[1]:

$$2 \cdot 18 \cdot 20 \cdot 0{,}67 \cdot 375 = 180\ \text{м}^3 \text{ в сутки.}$$

Загрузка барабана производилась подъемным ковшом самой бетономешалки. Вертикальная транспортировка бетона производилась двумя ковшами в шахтных подъемниках при помощи одной двухбарабанной лебедки. Горизонтальная перевозка готового бетона из бункеров подъемников производилась на тачках в крытой галлерее (фиг. 70).

Отопление бетонных заводов — паровое.

Обогревание инертных производилось в специальных отсеках также паром, проходившим по трубам; трубы в отсеках образовывали решетку. В предназначенных для обогревания щебенки трубах были пробиты дыры. Все отсеки, служившие для обогревания инертных, были пристроены к бетонным заводам под узкоколейкой, с которой и производилась их загрузка. Емкость одной пары отсеков (одного в 9,0 $м^3$ для щебня и другого в 4,5 $м^3$ для песка) соответствовала часовой производительности бетонного завода. Загрузка такой пары отсеков инертными, подлежавшими обогреву, требовала около получаса. Среднее время обогрева составляло один час, причем требовалось следующее количество пара:

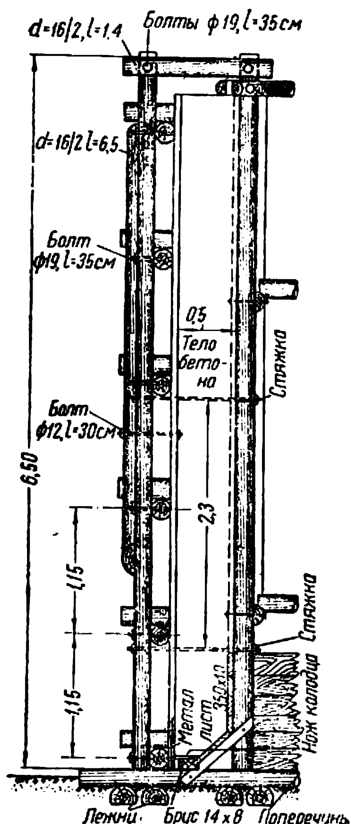
для 9,0 $м^3$ щебня при нагреве до	5°	170 кг/час
„ 4,5 „ песка „ „	„ 35°	166 „
„ 2,5 „ воды „ „	„ 90°	450 „
Всего . .		786 кг/час

[1] В дальнейшем, в период летних работ, мощность бетонных заводов была увеличена путем дополнительной установки в каждом бетонном заводе по одной бетономешалке. Фактическая производительность одного завода при этом достигла 200 $м^3$ бетона в сутки.

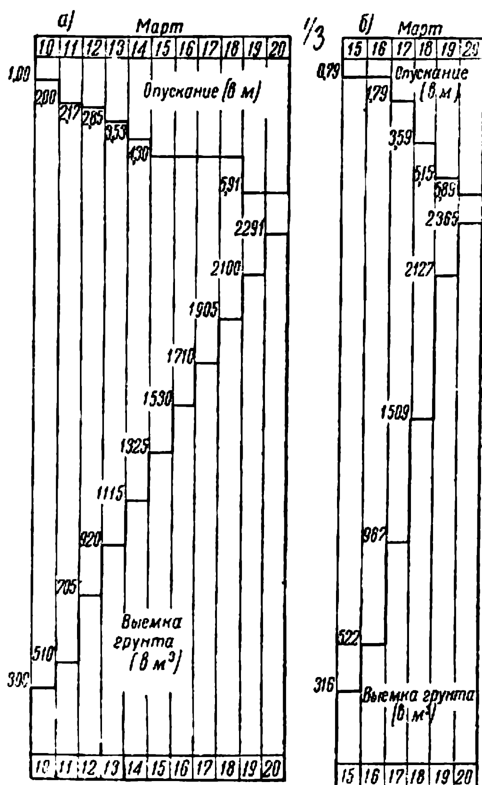
Расход пара на отопление бетонного завода и тепляка определялся в 77 кг/час, общий же расход пара составлял 786 + 77 = 863 кг/час; таким образом для бетонирования каждой опоры потребовалась следующая поверхность нагрева котлов:

$$\frac{1,1\ 863}{16} \approx 60\ м^2.$$

Бетонирование опускных колодцев производилось на ленинградском устое — 5—10 февраля 1935 г., а на московском — 13—17 февраля. В этот период строительство моста испытывало большое напряжение, так как все его звенья получали полную нагрузку в тяжелых



Фиг. 71. Опалубка наружных стен опускного колодца.



Фиг. 72. График выемки земли и опускание колодцев: *а* — по ленинградскому устою; *б* — по московскому устою.

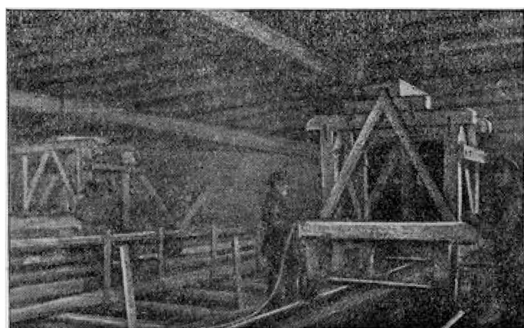
зимних условиях. Качество бетона опускных колодцев было невысоким, так как бетонирование довольно сложной и густо армированной железобетонной конструкции выполнялось рабочими, впервые производившими такую работу, а состав бетона был подобран без учета условий его укладки (при укладке в дело масса оказалась жесткой и мало пластичной).

3. ОПУСКАНИЕ КОЛОДЦЕВ ДО ПРОЕКТНОЙ ОТМЕТКИ

Опускание колодцев начиналось с посадки их на грунт. В первую очередь снимали опалубку и все несущие части опалубки внутренних диафрагм, сохраняя только опалубку наружных стен (фиг. 71). Каж-

дый нож колодца поддерживался четырьмя лежнями, попарно идущими вдоль стены колодца; между обеими парами лежней был устроен промежуток, достаточный для пропуска ножа; поперек лежней поверху имелись подкладки, уложенные на расстоянии 1,25 м одна от другой и служившие опорой для вертикальных стоек опалубки стен колодца.

Скошенная часть ножа поддерживалась наклонными коротышами. Немедленно после снятия вертикальных стоек и наклонных коротышей колодец своим весом продавливал подкладки и садился в грунт, раздвинув в стороны продольные лежни.



Фиг. 73. Передвижные подъемные тележки на опускном колодце ленинградского устоя (для удаления грунта).

Первым был опущен колодец ленинградского устоя. Дата начала[1] опускания — 10 марта, конца опускания — 20 марта. График выемки земли и опускания колодца приведен на фиг. 72.

Выемка грунта в колодце ленинградского устоя производилась при помощи четырех специально сконструированных на месте постройки передвижных подъемных тележек (фиг. 73).

При изготовлении этих тележек использованы скаты обыкновенных путевых вагончиков; для подъема грунта тележка была снабжена электролебедкой мощностью 1,25 т. Передвигалась тележка вручную по отдельному рельсовому пути, расположенному п о в е р х у колодца. Внизу колодца, по линии передвижения каждой тележки, имелось несколько деревянных ящиков, служивших для подъема грунта. Тележку устанавливали над одним из заполненных грунтом ящиков и затем, подняв с помощью электролебедки ящик наверх, отвозили его за пределы колодца для разгрузки (ящик разгружался через открывающееся дно). Тележки работали безотказно.

В процессе опускания колодца ленинградского устоя случилась временная заминка. Колодец остановился 15 марта, и в течение четырех дней его не удавалось опустить ни на один сантиметр, несмотря на продолжавшуюся выемку земли. Грунт был выбран ниже ножа колодца на 1,61 м, а колодец все не опускался. Для того чтобы вывести колодец из такого положения, за наружными стенками колодца по всему периметру пробурили значительное число скважин, а затем заложили и взорвали аммонал. Однако и это мероприятие непосредственного результата не дало. В конце концов 19 марта колодец самостоятельно, быстро и плавно опустился и немедленно был доведен до проектной отметки. Причиной этой заминки, повидимому, явилось следующее обстоятельство: в процессе опускания колодца (вопреки первоначальным предположениям) был разобран его тепляк; это повлекло замерзание окружавшего колодец грунта, сильно пропитанного водой, которая собиралась в тепляке вокруг стен колодца; в результате верхняя часть колодца смерзлась с грунтом, не дававшим ему опускаться.

Работы по опусканию колодца московского устоя начались 15 марта[2] и окончились 20 марта, т. е. в среднем колодец спускался на 1 м

[1] Выдерживание колодца до опускания продолжалось ровно месяц.
[2] Выдерживание колодца до опускания продолжалось 26 дней.

в сутки. Выемка грунта производилась четырьмя деревянными дерриками с электролебедками мощностью по 2,5 т.

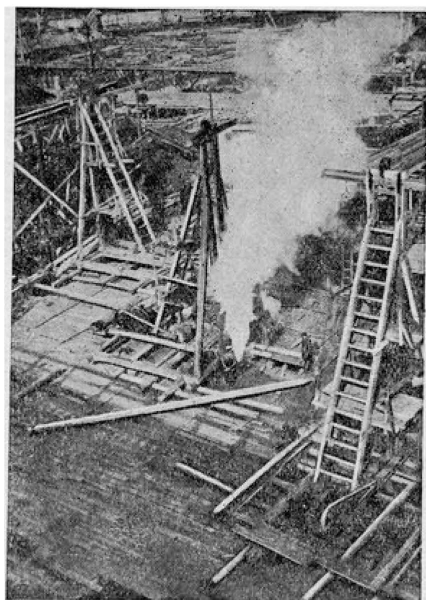
Оценивая оба способа выемки земли из колодцев, можно отметить, что они оправдали себя в достаточной степени. Производительность дерриков вследствие большой мощности их лебедок была соответственно больше; но если учесть время, потребовавшееся на монтаж подъемных механизмов, то работа по выемке на обоих колодцах заняла одинаковый промежуток времени.

По окончании опускания колодцев были установлены следующие наибольшие отклонения в плане от проектного положения колодцев (считая по наружным их граням): по ленинградскому устою — на 4,7 см, по московскому — на 10 см.

Уровень грунтовой воды во время производства работ стоял на 1—1,5 м выше проектной отметки основания. На колодце ленинградского устоя откачка воды производилась одним центробежным 6-дюймовым насосом, работавшим периодически; на колодце московского устоя котлован осушался при помощи глубинного водоотлива. Применение глубинного водоотлива в данных условиях едва ли было необходимым; проще и дешевле было бы производить откачку воды простым центробежным насосом (следует однако отметить, что при глубинном водоотливе в котловане отсутствовали даже признаки воды).

4. ЗАБИВКА СВАЙ ОСНОВАНИЯ

Большое количество свай в основании каждой опоры (858 шт.), их густое расположение, необходимость забивки свай на 6 м ниже копра, располагаемого наверху колодца, ограниченность фронта работы — все это представляло известные трудности для завершения свайных работ в короткий срок.



Фиг. 74. Свайная бойка на московском устое.

На каждой опоре забивка свай производилась четырьмя паровыми копрами. В целях ускорения производства работ были сконструированы специальные копры с выдвижными стрелами телескопического типа. Стрелы по мере забивки сваи опускались вниз, и таким образом забивка производилась непрерывно. Копер был снабжен двухбарабанной электролебедкой, которая поднимала стрелы, паровую «бабу» и сваю (фиг. 74). Устройство таких копров сильно облегчило работу, позволяя обходиться без «подбабков» и быстро передвигать копры. Вся работа по забивке свай обеих опор, включая монтаж копров, продолжалась один месяц.

Порядок забивки был принят следующий; в первую очередь забивали по три поперечных ряда свай в передней и задней частях опор; затем забивались все остальные сваи, причем забивка велась уже продольными рядами от продольной оси опор к боковым граням колодца.

Наиболее трудной в отношении глубины забивки свай была мос-

ковская опора. Для этой опоры среднее погружение свай в грунт (считая по секциям опускного колодца) было следующее:

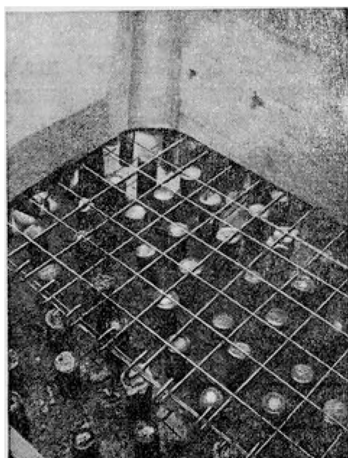
по секции № 1	4,75 м	по секции № 7	5,46 м
" " № 2	5,11 "	" " № 8	4,84 "
" " № 3	4,72 "	" " № 9	4,54 "
" " № 4	4,55 "	" " № 10	3,66 "
" " № 5	5,32 "	" " № 11	3,94 "
" " № 6	4,33 "	" " № 12	4,32 "

Средняя глубина погружения по всему котловану составила 4,63 м. При этом погружение 12% всех свай составляло от 2 до 3 м, 18% — от 3 до 4 м, а у остальных 70% свай погружение превышало 4 м.

Для достижения лучшей связи свай с бетоном верхние концы свай спиливали с таким расчетом, чтобы две трети общего числа свай затоплялись в бетон основания на 70 см и одна треть — на 45 см, причем более низкие сваи располагались в каждом третьем ряду (фиг. 75)[1].

5. ИСПЫТАНИЕ ГРУНТА И СВАЙ ПРОБНЫМИ НАГРУЗКАМИ

Для предварительной оценки несущей способности грунта в основаниях опор моста могли бы служить следующие два обстоятельства: 1) грунты на отметке основания опор испытывали под действием веса насыпи в течение 80 лет такое же давление, какое было допущено проектом для действия постоянной нагрузки самого моста (3,8 кг/см²); 2) проложенная в теле насыпи для пропуска вод р. Химки труба, на всем своем протяжении (около 80 м) представлявшая собой единое целое, без деления на секции, и находившаяся под неравномерным давлением вышележащей насыпи, не имела в кладке каких-либо дефектов и трещин, которые неизбежно появились бы в ней, если бы в грунте основания возникли значительные деформации.



Фиг. 75. Забитые сваи и распределительная сетка под секциями опускного колодца.

Несмотря на убедительность этих фактов, возможность сооружения большого бесшарнирного моста на обычного типа нескальном грунте требовала дополнительных подтверждений.

Поэтому строительством канала были произведены испытания грунта статической нагрузкой на отметке оснований обоих устоев моста. Испытание производилось в скважинах $d = 30$ см штампом площадью 600 см².

Для ленинградского устоя нагрузка была доведена до 12 кг/см²; полная осадка при этом составила 22,05 мм, а упругая отдача после снятия нагрузки — 4,35 мм. Для московского устоя нагрузка также была доведена до 12 кг/см²; полная осадка от этой нагрузки была 17,10 мм, а отдача при снятии нагрузки — 4,95 мм. Из данных графиков испытания вытекают также следующие характеристики грунта:

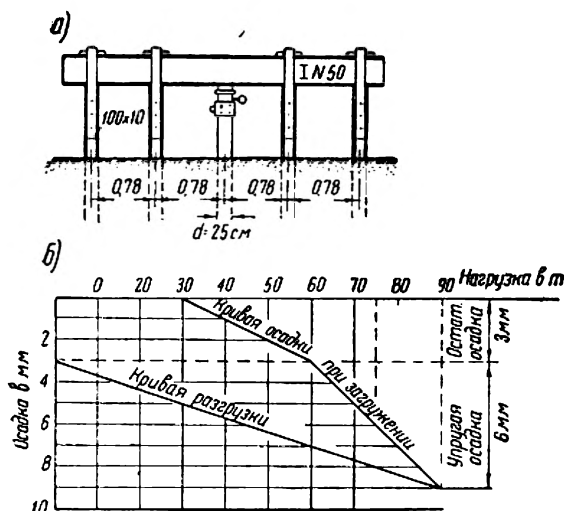
1) при нагрузке 12 кг/см² напряжение в грунте еще не достигло

[1] Более подробные данные об опыте производства свайных работ на строительстве канала Москва—Волга приводятся в специальном разделе выпуска отчета «Вспомогательные работы».

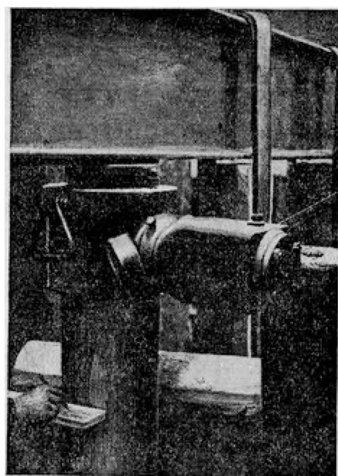
величины временного сопротивления: осадка происходила по плавной кривой, близкой к прямой;

2) при длительном испытании той же предельной нагрузкой осадка практически затухала через 45—60 час.

Были подвергнуты также испытанию пробной нагрузкой и сваи, забитые в основание опор. В московском котловане испытывалась свая № 530, $d = 28$ см, забитая до отказа с глубиной погружения



Фиг. 76. Схема установки домкрата (а) и график (б) осадки сваи № 530.



Фиг. 77. Испытания свай тройной (3×29 т) нагрузкой с помощью гидравлического домкрата.

7,37 м. Свая подвергалась нагрузке при помощи гидравлического домкрата мощностью 200 т. Испытание производилось путем упирания поршня домкрата, который был установлен на испытуемой свае, в двутавровую балку № 50, прикрепленную хомутами к четырем сваям, расположенным в один ряд с испытуемой (фиг. 76 и 77). Результаты испытания получились следующие:

при нагрузке	30 т	в течение	30 мин.	полная осадка равна . . . . 0 мм
„	60 „	„	15 „	„ „ . . . . 3 „
„	75 „	„	15 „	„ „ . . . . 6 „
„	90 „	„	15 „	„ „ . . . . 9 „

После снятия нагрузки упругая отдача составила 6 мм. Таким образом при нагрузке в 90 т испытуемая свая дала остаточную деформацию в 3 мм.

Испытание сваи № 319 ($d = 28$ см), забитой до отказа с глубиной погружения 5,07 м, дало следующие результаты:

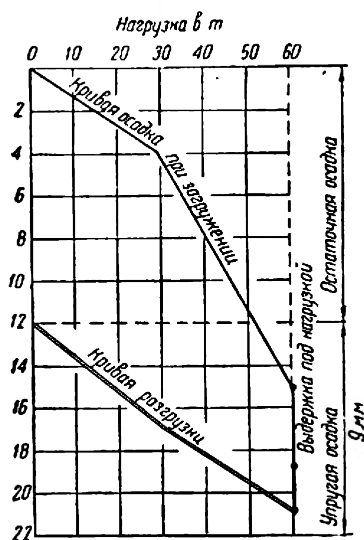
при нагрузке	30 т	в течение	30 мин.	осадка равна . . . . 1 мм
„	60 „	„	30 „	„ „ . . . . 6 „
„	60 „	„	2 час.	„ „ . . . . 8 „
„	60 „	„	3 „	„ „ . . . . 10 „
„	60 „	„	20 „	„ „ . . . . 11 „
„	90 „	„	30 мин.	„ „ . . . . 26 „

После снятия нагрузки упругая отдача составила 5 мм, т. е. при нагрузке в 90 т остаточная деформация сваи оказалась равной 21 мм.

Свая № 504 ($d = 28$ см) была забита до отказа и имела глубину

погружения всего лишь 2,08 м. Результаты испытания (фиг. 78) оказались следующими:

при нагрузке 30 т в течение 15 мин. осадка равна	4 мм
„ „ 60 „ „ „ 15 „ „ „	15 „
„ „ 60 „ „ „ 15 „ „ „	19 „
„ „ 60 „ „ „ 30 „ „ „	21 „



Фиг. 78. График осадки сваи № 504.

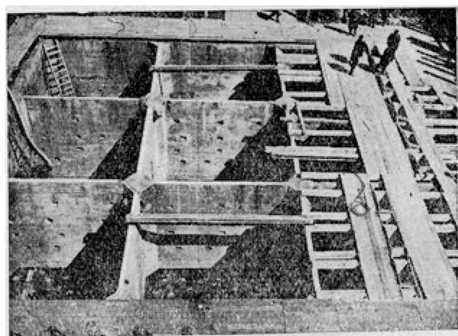
После снятия нагрузки упругая отдача составила 9 мм. Следовательно 60-тонная нагрузка испытуемой сваи вызвала остаточную осадку в 12 мм.

Все испытания грунта и свай основания полностью подтвердили правильность назначенных (с учетом всех сил) давлений: на грунт 5 кг/см² и на сваю 29,0 т.

6. РАБОТЫ ПО БЕТОНИРОВАНИЮ ОПОР

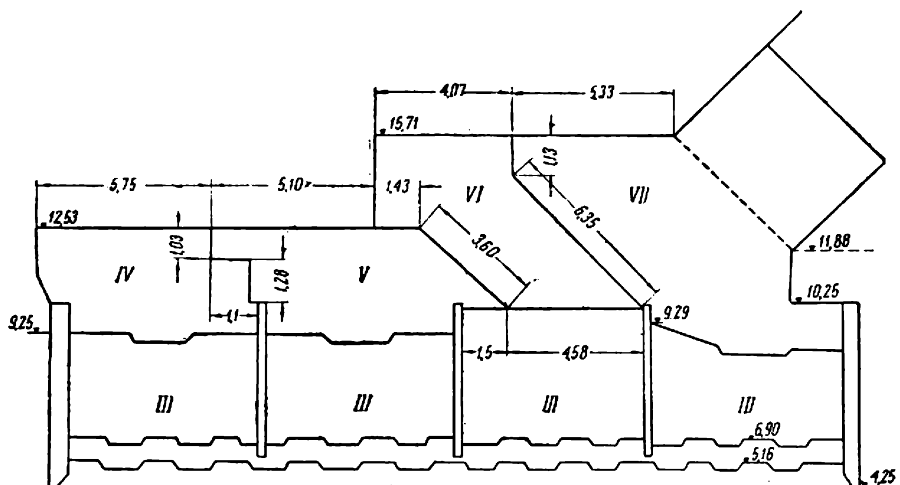
Работы по бетонированию опор начинались с заполнения опускных колодцев (на фиг. 79 показана подготовка к заполнению колодца). Эти работы были выполнены по ленинградскому устою с 26 апреля по 7 мая 1935 г., а по московскому — с 6 мая по 16 мая 1935 г. Объем бетона, уложенного в каждый опускной колодец, в этот период — 1 900 м³. Подача бетона вниз производилась по деревянным трубам.

Последовательность бетонирования отдельных секций, примененная в целях обеспечения более равномерной нагрузки основания, указана на фиг. 81. Необходимо попутно отметить, что для создания лучшей связи бетона колодцев с вышележащим массивом устоя и большего сопротивления всего устоя в целом сдвигающим усилиям от распора арок колодцы в этой стадии бетонировались не до самого верха и притом на разную высоту (фиг. 80).


Фиг. 79. Подготовка к бетонированию заполнения опускного колодца ленинградского устоя.

Следующая стадия возведения опор заключалась в бетонировании массива устоя совместно с нижней беспустотной частью арок и недобетонированной верхней частью колодцев (фиг. 80). Чтобы избежать излишних переустройств ходов в процессе бетонирования и иметь возможность установить полностью необходимую арматуру, было решено производить подачу бетона сверху, с отм. 15,71 м, поставив наружную опалубку массива сразу на всю высоту. Массив устоя включал в себя значительное количество тяжелой арматуры (как собственной, так и для заделки арок). Для поддержания этой арматуры в нужном положении она была подвешена к деревянным балкам вспомогательного перекрытия, по которому подавался бетон (на отм. 15,71 м). На ленинградском устое балки перекрытия поддерживались специальными бетонными колоннами (фиг. 82), которые в дальнейшем вошли в общий массив бетонной

кладки. На московском устое вместо бетонных колонн были применены деревянные четырехугольные, пустотелые колонны, которые при бетонировании массива образовали в нем пустоты, заполненные впоследствии бетоном.



Фиг. 80. Порядок бетонирования московского устоя.

Общий объем бетонной кладки массива для каждого устоя составлял около 2 000 м³. При бетонировании этот объем делился на четыре блока (фиг. 80 — блоки *IV*, *V*, *VI* и *VII*), причем границы между блоками *V* и *VI* и между блоками *VI* и *VII* шли наклонно, под углом около 45° к горизонтали, т. е. примерно нормально к усилиям, воспринимаемым массивом устоя от арок.

Бетонирование массивов продолжалось на ленинградском устое с 17 мая по 13 июня 1935 г., а на московском — с 25 мая по 12 июля 1935 г.

Коробчатые части устоев бетонировались поэтажно в следующие сроки (в 1935 г.):

а) по ленинградскому устою:

первый ярус с 25 июня по 27 июня
второй „ „ 13 июля „ 14 июля
третий „ „ 29 „ „ 4 августа

б) по московскому устою:

первый ярус с 29 июня по 1 июля
второй „ „ 17 июля „ 19 „
третий „ „ 1 августа по 7 августа

1	3	2	4
5	5	6	6
1	3	2	4

Фиг. 81. Последовательность бетонирования секций опускного колодца.

Готовый устой до засыпки показан на фиг. 83.

К качеству бетона опор предъявлялись следующие требования: для заполнения колодца и массива устоя—марка бетона R_{28}=200 кг/см², для подпятного блока (подушки) и арки R_{28}=350 кг/см²; для коробчатой надстройки R_{28}=300 кг/см².

Результаты испытаний контрольных образцов бетонных кубиков по московскому устою, приведенные в табл. 8, свидетельствуют, что у примененных бетонов временное сопротивление оказалось выше требуемого.

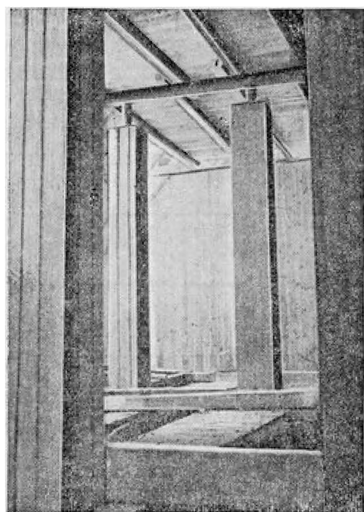
Таблица 8

Элементы сооружения		Возраст бетона в днях	Расход цемента в кг/м³	Результат испытания в кг/см²	Требуемая марка в кг/см²
1		2	3	4	5
Заполнение опускного колодца и кладка выше его обреза		28	325	189,5—295,6	200
		42	325	234,0—272,0	200
Подпятный блок (подушка)		28	425	412,3—484,2	350
Коробка устоя	Первый ярус	28	400	402,0—470,5	300
		42	400	397,5	300
	Второй „	28	415	358,1—456,0	300
		42	415	444,5	300
	Третий „	28	415	411,0—418,5	300
Проезжая часть устоя		28	415	379,5—402,7	300

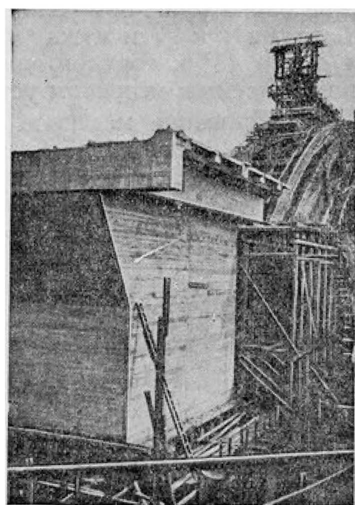
Примечания. 1. Водоцементное отношение для бетона заполнения колодца составляло 0,63; для подпятного блока — 0,48; для коробки устоя — 0,49.

2. Временное сопротивление ниже требуемой марки бетона и при незначительном отклонении получено только в одном образце из двадцати пяти.

Немедленно после снятия боковой опалубки, через четыре дня после окончания бетонирования подпятного блока ленинградского устоя (фиг. 84), на боковой поверхности устоя были обнаружены трещины, которые в основном захватывали подпятный блок (*VII* на фиг.



Фиг. 82. Устройство перекрытия и опалубки массива устоя.



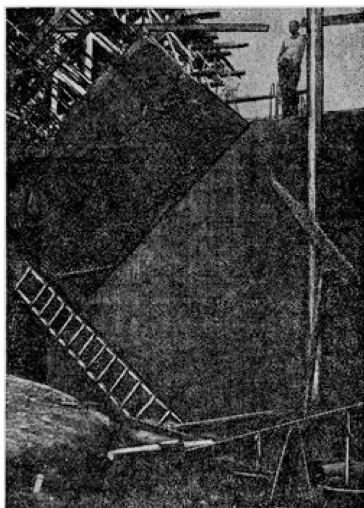
Фиг. 83. Забетонированный устой (верхняя часть).

80), распространяясь однако и на соседний блок — *VI*. На левой боковой грани устоя появились три трещины, на правой — две. В месте соприкасания блоков *VII* и *VI* направление трещин было близким к нормали этого шва; далее — кверху — трещины принимали положение, близкое к вертикали, выклиниваясь к верхней грани устоя.

В течение некоторого времени трещины продолжали развиваться и ширина их достигла 1—2 мм. Кроме того появились новые трещины

(правда, значительно меньшие, почти волосного характера), причем не только на боковых гранях, но и на передней — сильно армированной — грани устоя[1]. По рабочему шву между блоками *VII* и *VI* также совершенно отчетливо выявилась трещина.

Появление этих трещин следует отнести за счет недостаточно точной оценки термических и усадочных явлений, возможных в бетонных массивах. Сама по себе величина подпятного блока (около 750 м³), темп его бетонирования (трое суток), наконец значительный расход цемента, достигавший в блоке ленинградского устоя 500 кг/м³ (марка бетона R_{28}=350 кг/см²), все это в большой степени способствовало интенсивному нагреванию и расширению внутреннего ядра блока при схватывании наряду с интенсивной усадкой наружных слоев блока и следовательно благоприятствовало возникновению указанных трещин.



Фиг. 84. Подпятный блок ленинградского устоя.

При тех же объеме и скорости бетонирования расход цемента на московском устое составлял 425 кг/м³. Здесь наблюдались аналогичные явления, но в меньшем масштабе. Таким образом и этот расход цемента (425 кг/м³) оказался достаточно большим для такого бетонного массива, как подпятный блок устоя.

Судя по всем данным, можно считать, что трещины имели поверхностный характер. В частности, попытка произвести нагнетание цементного раствора (под давлением в 4 атм) в тело массива по направлению трещин не дала результата. С течением времени ширина трещин уменьшилась, и к осени 1935 г. они уже имели исчезающе-волосной характер.

В коробчатой части устоев наблюдались особого рода усадочные деформации, описание которых будет приведено ниже.

ГЛАВА VII

РАБОТЫ ПО СООРУЖЕНИЮ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

1. ПОДМОСТИ И КРУЖАЛА

Насыпь в пределах строившегося моста в основном сохранялась нетронутой и разрабатывалась только в пределах опор, так как не было смысла производить разборку насыпи для того, чтобы заменить ее деревянной конструкцией подмостей.

Вся конструкция, поддерживавшая опалубку арок и связей, состояла из трех основных частей (фиг. 85 и 86):

1) свайного основания подмостей, устроенного непосредственно поверху насыпи, а также на откосах котлованов опор;

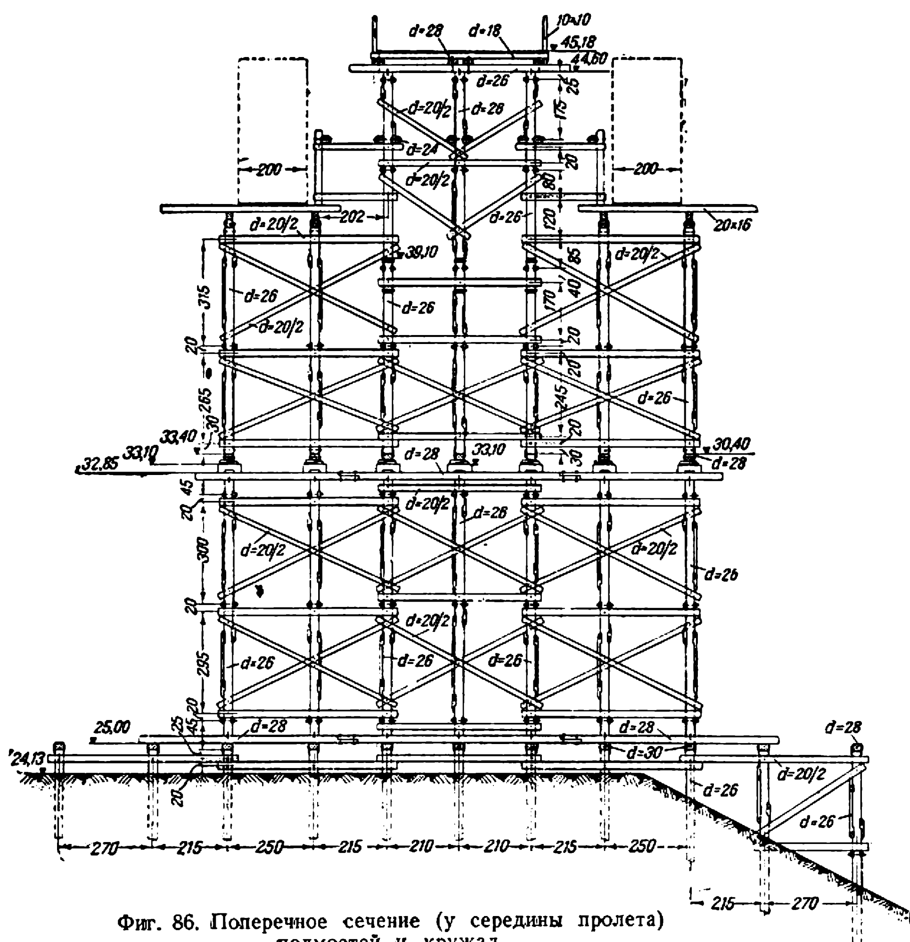
2) подмостей, которые в средней части пролета представляли собой систему рам, установленных на насадках свайного основания, а в пределах откосов котлованов образовывались путем наращивания свай;

[1] В пределах той части арок, которая бетонировалась совместно с блоком, никаких трещин не было обнаружено.

3) кружал, которые были сконструированы в виде системы, опиравшейся на подмости с помощью «кобылок», расположенных в трех ярусах.

Бетонирование пролетного строения начиналось с арок; проезжая часть бетонировалась после раскружаливания арок. Вся нижняя часть подмостей после разборки кружал и верхней части подмостей была использована вторично для поддержания опалубки проезжей части[1].

Вся система подмостей и кружал представляла собой в целом стоечную конструкцию, обеспечивающую простоту и удобство сборки

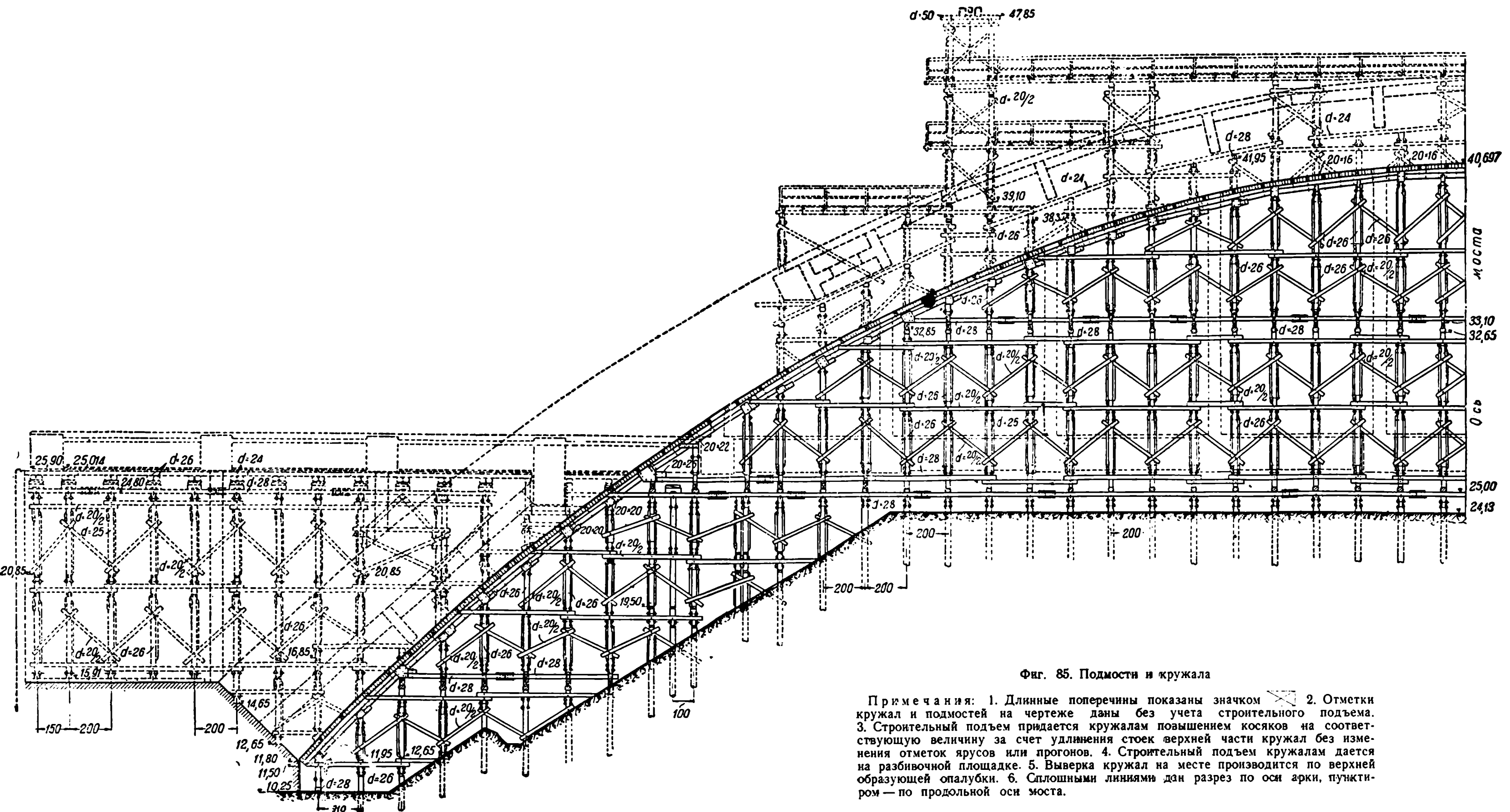


Фиг. 86. Поперечное сечение (у середины пролета) подмостей и кружал.

как самих кружал, так и арматуры подвесок. Применение веерной или подкосной системы с устройством кустовых свайных опор являлось бы в данном случае мало целесообразным; вследствие принятой в стоечной системе предельной нагрузки на сваю (16 т) общее количество свай не уменьшилось бы, а в дальнейшем возникла бы необходимость в забивке дополнительных свай для подмостей проезжей части.

В общую систему подмостей были также включены ковшевые вертикальные подъемники и рабочие мостики. Подъемники были распо-

[1] В книге Е. Л. Хлебникова «Постройка железобетонных мостов» (изд. Трансжелдориздата) приведены некоторые чертежи подмостей и кружал Химкинского моста без указания его названия, причем дано не вполне правильное описание производства работ.

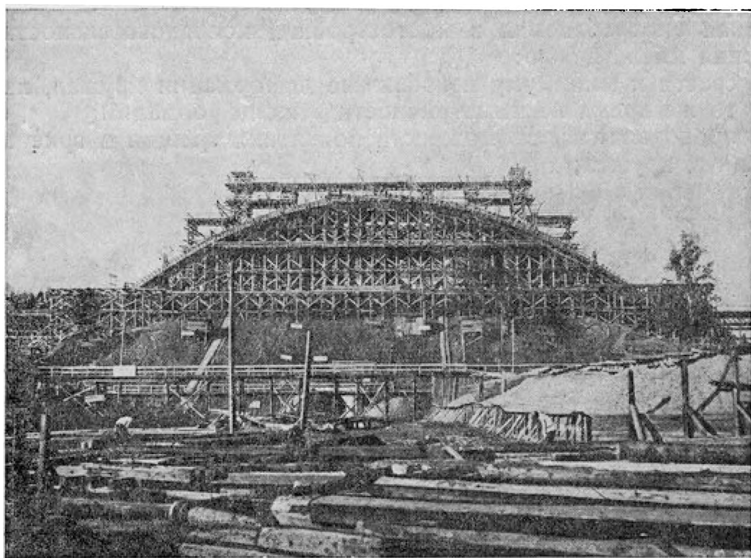


Фиг. 85. Подмости и кружала

Примечания: 1. Длинные поперечины показаны значком. 2. Отметки кружал и подмостей на чертеже даны без учета строительного подъема. 3. Строительный подъем придается кружалам повышением косяков на соответствующую величину за счет удлинения стоек верхней части кружал без изменения отметок ярусов или прогонов. 4. Строительный подъем кружалам дается на разбивочной площадке. 5. Выверка кружал на месте производится по верхней образующей опалубки. 6. Сплошными линиями дан разрез по оси арки, пунктиром — по продольной оси моста.

ложены между арками моста примерно в четвертях пролета (по два подъемника с каждого конца моста) и служили для подъема бетона от уровня проезжей части на разные этажи рабочих мостиков; эти мостики располагались поэтажно, над соответствующими секциями, на которые делился пролет арки при бетонировании (фиг. 87).

Криволинейный пояс кружал, образующий кривую нижнего очертания арки, состоял из отдельных косяков (двойных) длиной от 4 до 6 м и сечением 20 × 22 см, упирающихся торцами друг в друга и поддерживаемых стойками кружал. Узлы, образуемые стойками и косяками, были скреплены металлическими фасонками из листовой стали толщиной 8 мм. В наклонных частях кружал стойки упирались дополнительно в специальные деревянные болванки, врубленные в косяки и скрепленные с ними.



Фиг. 87. Общий вид подмостей, кружал и рабочих мостиков.

В свайном основании подмостей насчитывалось всего 688 свай. Забивка их производилась зимой с помощью четырех копров, оснащенных подвесными бабами весом по 1,25 т и подъемными электролебедками. Глубина забивки составляла от 12 до 16 м. Кружала изготовлялись на сборочной площадке, где в натуральную величину была расчерчена параболическая кривая, образующая нижнее очертание арки. К этой кривой были добавлены координаты строительного подъема, изменявшиеся также по параболе от 15 см (в замке) до нуля (в пятах).

Приспособлением для раскружаливания служили деревянные кобылки. Это простое приспособление даже при таком большом пролете вполне оправдало себя в отношении удобства работ и надежности. Непосредственно на кобылках имелись клинья, которые, не являясь элементом для раскружаливания, служили в процессе сборки кружал для точной регулировки положения стоек по высоте.

2. СПОСОБ БЕТОНИРОВАНИЯ И ОПАЛУБКА АРОК

Коробчатая конструкция арок представляет некоторые затруднения для устройства опалубки и бетонирования арок сразу на все их сечение. Поэтому арки бетонировались в два приема: сначала произ-

водилось бетонирование нижней части, т. е. нижнего кольца арок (дна коробки), а затем — верхней части (стенок и верха коробки), поперечное сечение которой образует букву П.

Кроме такого деления арки по высоте сечения было принято деление ее в долевом направлении, причем по длине вся арка (оба ее кольца) была разбита на девять секций протяжением от 10 до 14 м (фиг. 88).

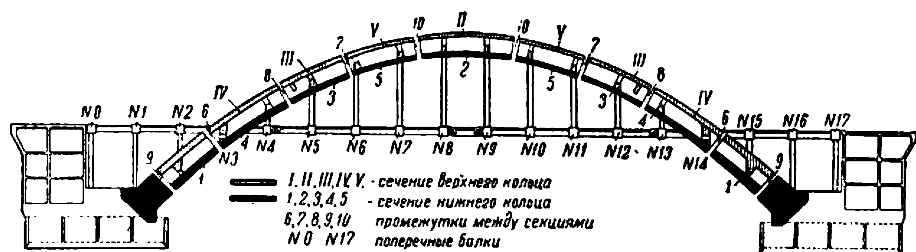
Между отдельными секциями на всю ширину и высоту арки оставлялись незабетонированные промежутки длиной в 1,00 м. Секции были расположены симметрично относительно середины пролета.

На фиг. 88 цифрами *1—5* и *I V* указан порядок бетонирования секций (бетонирование велось одновременно в обеих половинах пролета по обеим аркам), а цифрами *6—10* — порядок бетонирования промежутков.

Такая употребляемая в мостостроении последовательность бетонирования имела целью:

1) свести к минимуму неизбежные деформации кружал, не допуская в то же время несимметричности этих деформаций;

2) предотвратить возможность появления трещин в арке при деформациях кружал;



Фиг. 88. Порядок бетонирования арок.

3) уменьшить усадочные деформации арки, предоставив отдельным, не связанным друг с другом секциям возможность независимого сокращения по длине в период проявления наибольших усадочных деформаций (в первые дни твердения бетона), что имеет особое значение при употреблении высокосортных цементов.

Связи между арками бетонировались по окончании бетонирования верхнего кольца арки, т. е. после того, как произошли основные деформации подмостей. При этом в элементах связей были оставлены незабетонированными промежутки в соответствии с аналогичными (упомянутыми выше) промежутками самих арок.

По истечении некоторого времени было произведено сначала замыкание арок (в порядке, указанном на фиг. 88 цифрами *6—10*), а непосредственно вслед за этим и замыкание связей.

Конструкция опалубки следовала принятому способу бетонирования. Опалубка арок в основном разделялась на две независимые части: 1) опалубку нижнего кольца арки и 2) опалубку верхнего кольца, которая устанавливалась после бетонирования и разборки опалубки нижнего кольца.

Опалубка нижнего кольца (фиг. 89 и 90) состояла в своей нижней части из сплошного дощатого продольного настила, уложенного на сплошном брусчатом настиле кружал. Брусчатый настил устроен сплошным потому, что расстояние между косяками кружал было сравнительно велико (2,5 м).

В свою очередь это расстояние (при ширине арки 2,0 м) определялось необходимостью пропустить между косяками кружал подвески, имеющие ширину 1,9 м.

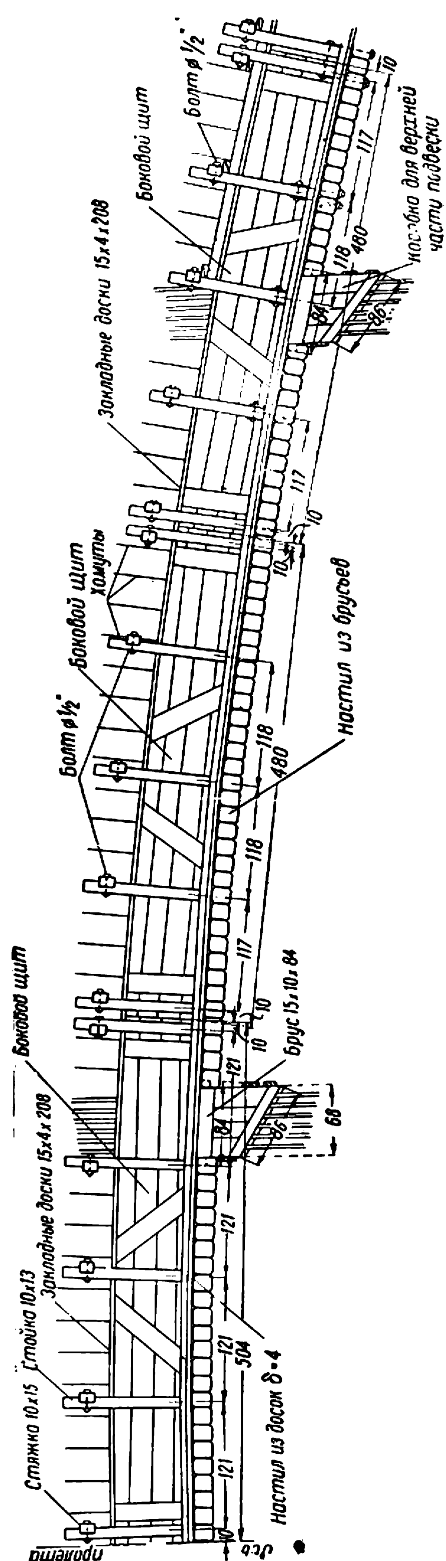
Боковые части опалубки нижнего кольца представляли собой отдельные щиты, заготовленные заранее на разбивочной площадке по вычерченной в натуральную величину арке. Крепление боковых щитов производилось рамками из брусков. Два бруска располагались нормально к образующей низа арки и нижними своими концами прикреплялись к брусчатому настилу кружал при помощи болтов с проушинами (фиг. 91); верхние концы этих брусков были соединены поперечным горизонтальным бруском, идущим по верху нижнего кольца арки. Рамки располагались на расстоянии 1,20 м друг от друга.

Верхняя часть опалубки нижнего кольца арки состояла из отдельно закладываемых (по мере бетонирования) поперечных досок, которые удерживались на месте при помощи четырех продольных брусков, подклиниваемых под поперечный брусок рамки.

Отдельные секции нижнего кольца арки разграничивались между собой деревянными заглушками, которые распирались деревянными рамками. Кроме того в эти же промежутки между секциями были вставлены заранее изготовленные железобетонные распорки шестигранного сечения, снабженные спиральной арматурой. Назначение распорок заключалось в том, чтобы в пределах незабетонированных промежутков свести к минимуму те деформации (выпучивание) непрерывно пропущенной вдоль арки арматуры, которые обусловливаются сокращением длины арок вследствие деформации кружал.

В местах примыкания подвесок к настилу кружал прикреплялись коробки для верхних частей подвесок так, чтобы при бетонировании нижнего кольца арок бетонировалась и часть подвесок.

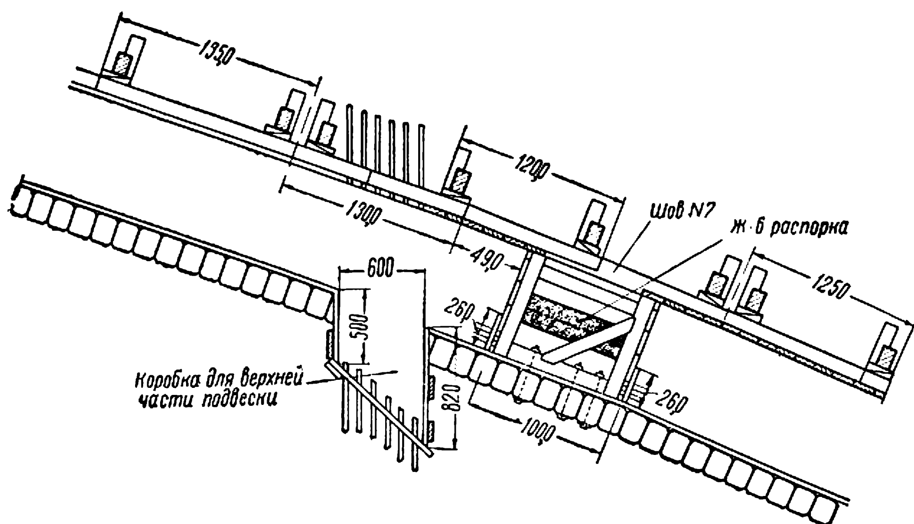
Для облегчения работ по осуществлению примыкания бетонировавшихся позже нижних частей подвесок к забетонированным верхним частям последние заканчивались наклонной плоскостью (фиг. 89).



Фиг. 89. Фасад участка опалубки нижнего кольца арки.

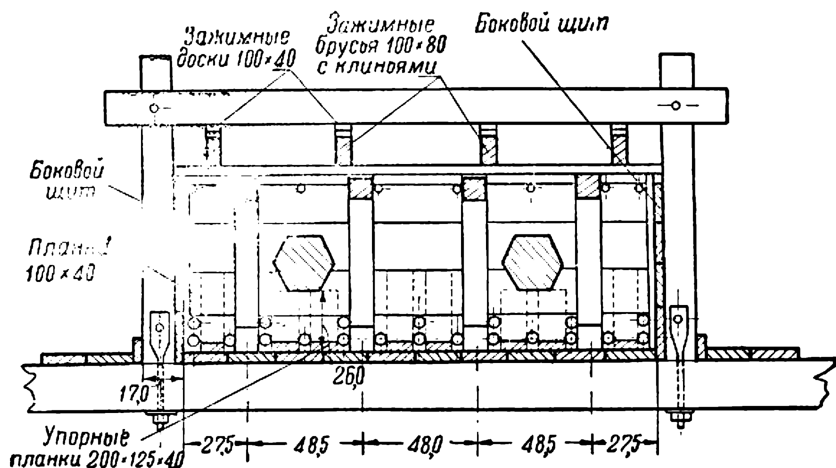
После выдерживания бетона нижнего кольца опалубка его полностью удалялась и вместо нее устанавливалась опалубка верхнего кольца.

Опалубка верхнего кольца (фиг. 92—95) состояла из двух частей — внутренней и наружной. В первую очередь устраивалась внутренняя опалубка, вокруг которой устанавливалась арматура верхнего



Фиг. 90. Разрез участка опалубки нижнего кольца арки.

кольца арки (фиг. 96 и 97). Вслед за тем ставилась наружная опалубка верхнего кольца, по своей конструкции подобная опалубке нижнего кольца. Опалубка боковых стенок (наружная опалубка верхнего кольца) была устроена сразу на всю высоту арки в виде отдельных щитов

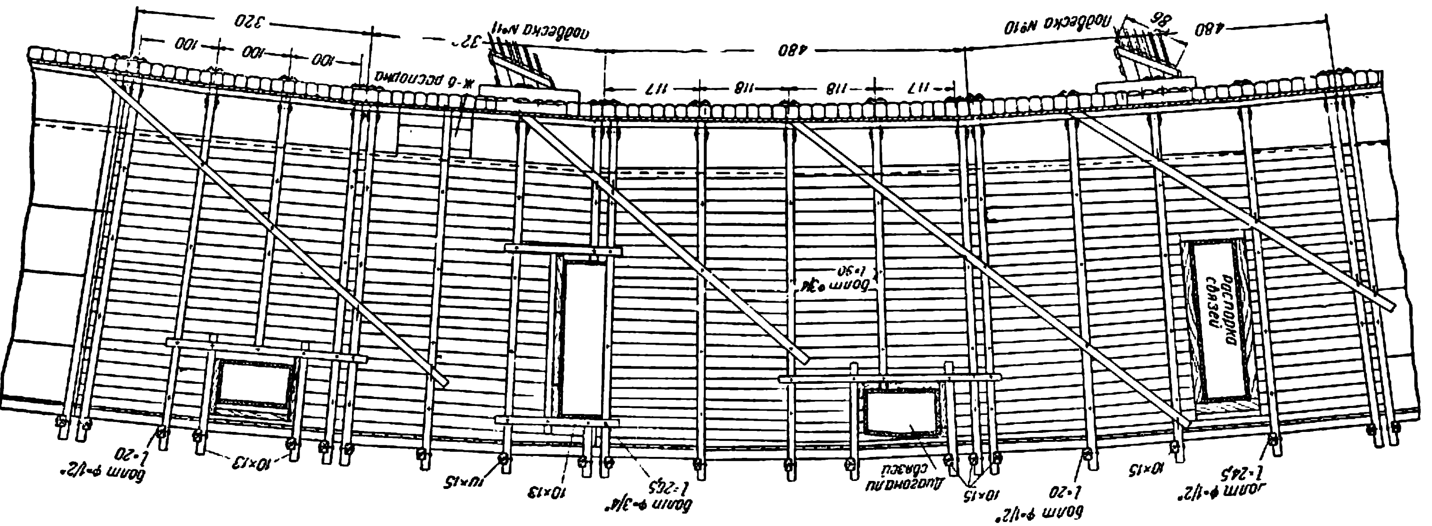


Фиг. 91. Шов № 7 (к чертежу фиг. 90).

(из 4-см досок), заготовленных заранее на разбивочной площадке. Щиты удерживались при помощи стоек сечением 10×15 см, соединенных поверх арки перекладиной на болтах. Стойки ставились точно на то место, где раньше располагались стойки (бруски) опалубки нижнего

Фиг. 92. Боковой вид опалубки верхнего кольца арки с наружной стороны моста.

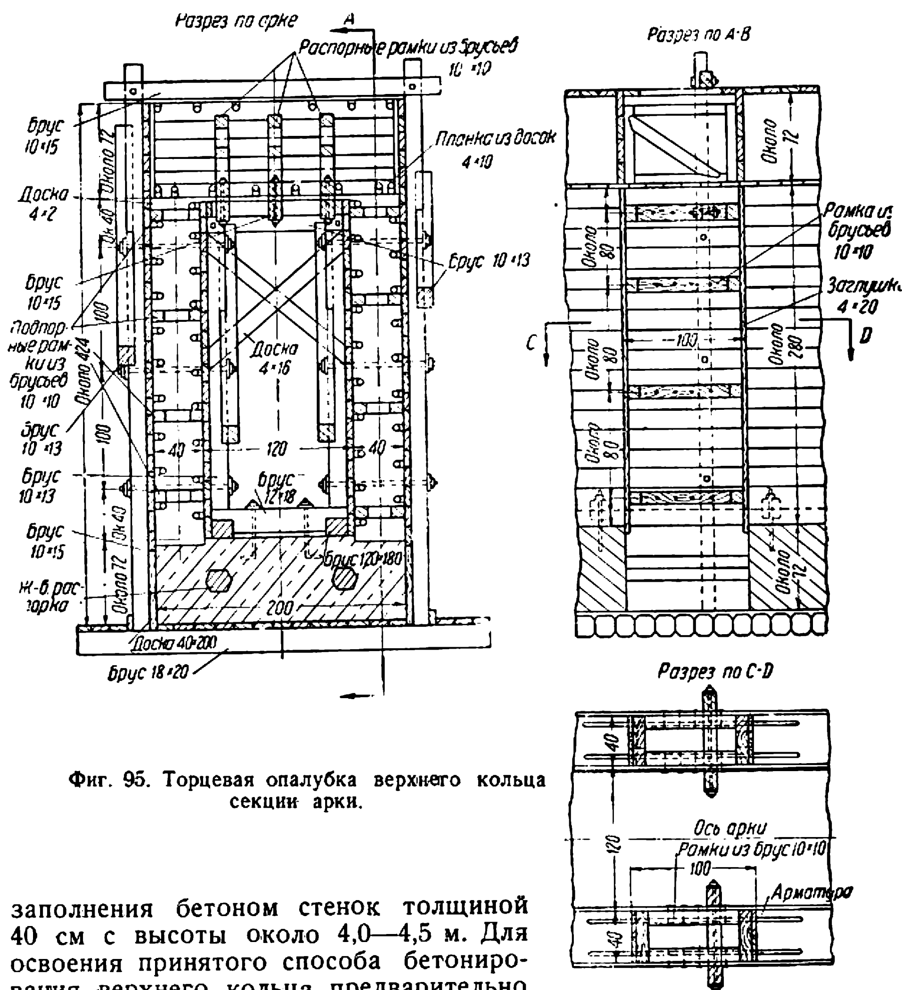
кольца и прикреплялись к брусчатому настилу теми же болтами. Обшивка щитов верхнего кольца подходила сбоку вплотную к верху бетона нижнего кольца. Опалубка обеих боковых стенок приведена на фиг. 92 и 93.



Фиг. 93. Боковой вид опалубки верхнего кольца арки с внутренней стороны моста.

Фиг. 94. Сечение опалубки верхнего кольца по оси арки.

Установка опалубки боковых стенок сразу на всю высоту арки производилась потому, что при ином способе значительно труднее получить правильное очертание верхней образующей арки и невозможно осуществить правильное примыкание элементов связей к аркам. Принятый способ требовал бетонирования боковых стенок арки сверху, т. е.

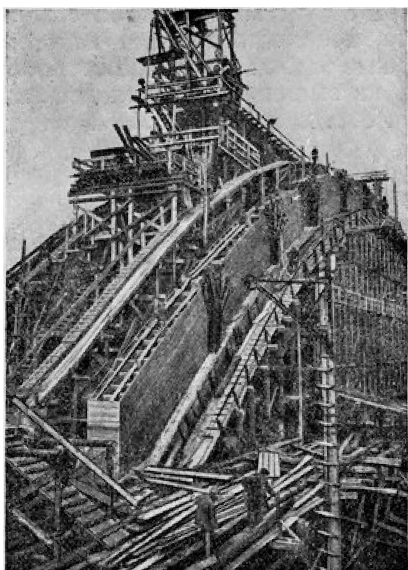


Фиг. 95. Торцевая опалубка верхнего кольца секции арки.

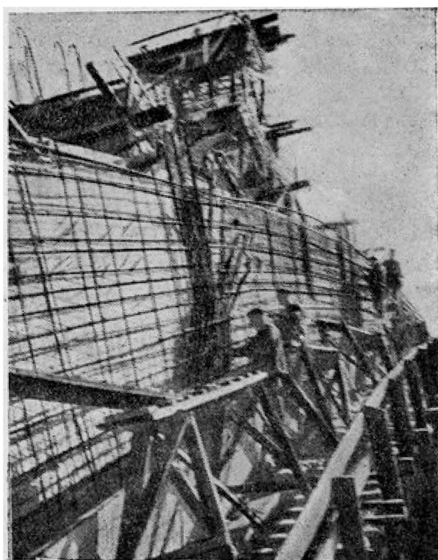
заполнения бетоном стенок толщиной 40 см с высоты около 4,0—4,5 м. Для освоения принятого способа бетонирования верхнего кольца предварительно был забетонирован в стороне от моста в натуральную величину отрезок арки длиной около 6 м (фиг. 98).

При бетонировании тонких боковых стенок арки весьма важно было соблюсти правильную проектную толщину их. Для этого были применены заранее изготовленные бетонные распорки, точно фиксирующие расстояние между опалубками. Сквозь распорку, в специальное отверстие, пропускался стяжной болт; распорки оставались в забетонированных стенках; болты после бетонирования удалялись, а отверстия заделывались раствором.

Опалубка как для нижнего, так и для верхнего колец арки заготовлялась в виде щитов, без учета строительного подъема кружал. Таким образом при установке щитов на место между их торцами имелась некоторая разбежка, исчезавшая при бетонировании секций (вследствие осадки кружал).

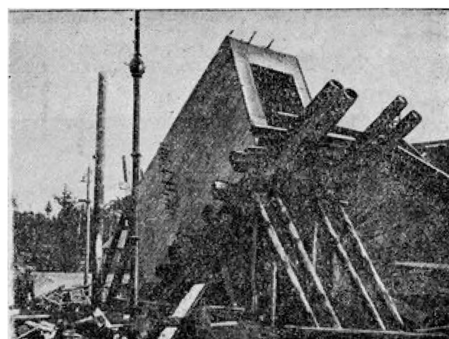


Фиг. 96. Установка внутренней опалубки верхнего кольца арки.



Фиг. 97. Установка арматуры верхнего кольца арки.

Опалубка арочных связей и опалубка верхнего кольца арок устанавливались одновременно. При бетонировании секций верхнего кольца арок одновременно бетонировались концы примыкающих элементов связей, причем на этой стадии бетонировка заканчивалась сечением, нормальным к элементу связи.



Фиг. 98. Опытный кусок верхнего кольца арки

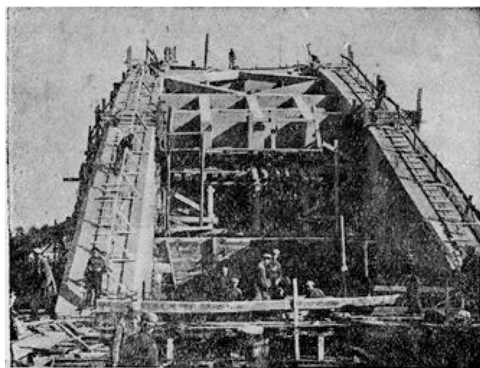
В заключение приводим следующие данные о сроках производства работ по бетонированию арок:

1) нижнее кольцо — бетонирование секций (фиг. 88, порядковые номера *1, 2* *3*)	27 июля
2) перерыв в бетонировании нижнего кольца (включительно)	28 июля
3) нижнее кольцо — бетонирование секций (фиг. 88, номера *4* и *5*)	29
4) трехдневный перерыв после окончания бетонирования нижнего кольца (включительно)	30 июля—1 августа
5) снятие опалубки нижнего кольца	2 августа
6) установка: а) внутренней опалубки верхнего кольца, б) арматуры, в) наружной опалубки, г) опалубки связей и д) арматуры связей	3—18 августа
7) бетонирование секций верхнего кольца арок (по две секции в каждой арке одновременно, с суточным перерывом при переходе к следующей паре секций, в порядке, указанном на фиг. 88)	19—28 августа
8) бетонирование связей	29—31 августа
9) перерыв до замыкания арок (семь суток) с момента окончания кладки арок	29 августа—4 сентября
10) замыкание арок .	4—5 сентября
11) замыкание связей	6 сентября

Следует отметить, что при переходе к бетонированию арок было потеряно около полутора месяцев из-за отсутствия на строительной площадке высококачественного цемента, необходимого для изготовления арок. Вследствие этого намеченные сроки дальнейших работ были сокращены, что можно усмотреть из вышеприведенных данных; в частности перерыв до замыкания арок составлял всего семь дней

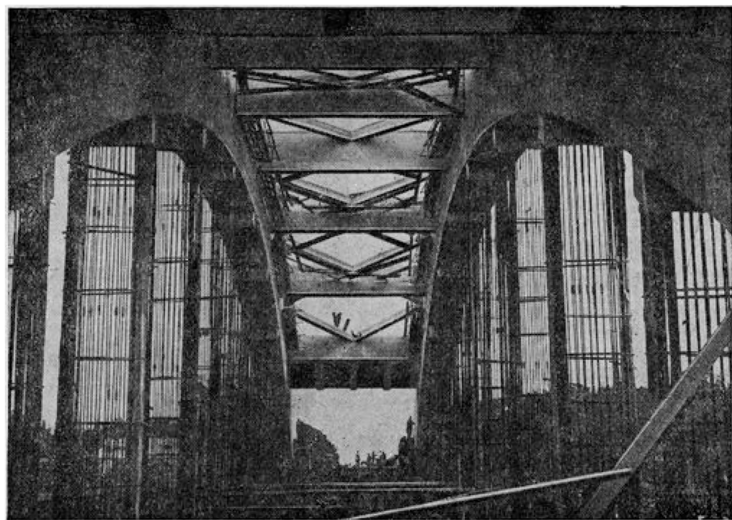
8. БЕТОНИРОВАНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ И ПОДВЕСОК[1]

Проезжая часть в основном (панели *4—13*) бетонировалась после раскружаливания арок. Это вызывалось необходимостью в целях создания оптимальных условий бетонирования проезжей части убрать кружала и подмости арок и связей.



Фиг. 99. Удаление опалубки арок.

Подвески бетонировались после раскружаливания проезжей части. Это было обусловлено требованием НКПС об ограничении растягивающих напряжений в бетоне подвесок величиной 25 кг/см² при расчеет на основные силы. Требование НКПС можно было выполнить только передачей усилий от постоянной нагрузки полностью на арматуру подвесок до их забетонирования (фиг. 99 и 100).



Фиг. 100. Арки после уборки кружал и подмостей.

Порядок бетонирования проезжей части был принят следующий (фиг. 88):

1) одновременно с бетонированием арок (верхние секции, обозна-

[1] Подробнее о производстве бетонных и железобетонных работ на строительстве канала Москва—Волга см. специальный выпуск отчета «Бетонные работы».

ченные цифрой *IV*) производилась бетонировка поперечных балок *3* и *14*, связывающих арки;

2) панели *3—4, 13—14, 2—3, 14—15* и *0—1, 16—17* бетонировались до раскружаливания арок (с 9 по 20 сентября);

3) панели *1—2, 15—16* и все панели от узла *4* до узла *13* бетонировались после раскружаливания арок (с 26 сентября по 6 октября).

В отношении порядка и производства бетонирования проезжей части необходимо отметить два характерных обстоятельства:

а) панели *1—2* и *15—16* являлись как бы замыкающими и бетонировались после раскружаливания арок потому, что деформации арок при раскружаливании могли повлечь за собой появление трещин в этих двух панелях, если бы они были уже забетонированы;

б) бетонирование отдельных участков проезжей части как коротких, так и длинных (например участков *4—8* и *9—13*) производилось сразу на всю ширину проезжей части (23,0 м), начиная укладку на одном конце участка и продвигаясь постепенно к другому концу; такой способ бетонирования, требовавший усиленного внимания и быстроты действий, наилучшим образом обеспечивал качество бетонной кладки.

Бетонирование подвесок производилось с 16 по 17 октября.

4. ИНЕРТНЫЕ, ЦЕМЕНТ; ПОДБОР СОСТАВА БЕТОНА; КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

Щебень заготовлялся на месте постройки путем дробления гранитных валунов, которое производилось на камнедробилках системы Акмэ, с разделением щебня на две фракции с отсевом зерен до 5 мм. Фракционирование осуществлялось непосредственной подачей щебня нориями от камнедробилок в сортировочные барабаны. Для бетона опускных колодцев и их заполнения применялись следующие две фракции: крупностью от 5 до 40 мм и от 40 до 70 мм; для бетона коробок устоя, арок и проезжей части фракции щебня подразделялись так: от 5 до 25 мм и от 25 до 40 мм.

Челюстные камнедробилки дают довольно значительное количество (до 15—20%) «лещадки», т. е. плоской щебенки. Для выяснения влияния лещадки на прочность бетона были произведены специальные опыты. С этой целью были изготовлены бетонные кубики размером 20×20×20 см номинального состава 1 : 1,65 : 2,65 на цементе с активностью $R_{28} = 380$ кг/см². Щебень состоял из двух фракций крупностью 25—40 и 5—25 мм, взятых в равных количествах. Результаты испытаний приведены в табл. 9.

Таблица 9

Временное сопротивление сжатию и пластичность бетона с примесью лещадки

№ п/п.	Состав крупной инертной добавки в процентах по весу: лещадки	Состав крупной инертной добавки в процентах по весу: щебня кубической формы	Осадка конуса в см	Временное сопротивление сжатию в кг/см²
1	0	100	17	205
2	15	85	17	218
3	25	75	17	160
4	50	50	15	148
5	75	25	11	155
6	100	0	5	184

Примечание. Возраст бетона — 7 дней.

Эти данные свидетельствуют о том, что прочность бетона и его пластичность не снижаются при нормально получаемом от дробления камня количестве (15—20%) лещадки.

Песок состоял в основном из кварцевых зерен угловатой формы. Модуль крупности — от 2,06 до 3,39. Кривая просеивания песка не выходила из пределов, установленных нормами для железобетонных

работ (фиг. 101). Однако плавный переход зерен песка от мелких фракций к крупным несколько нарушался недостатком частиц от 1,2 до 5,0 мм. В связи с этим были произведены опыты для выяснения целесообразности добавления в песок отсевов, получаемых при дроблении щебенки (предполагалось производить специальное добавление частиц от 1,2 до 5,0 мм, находившихся в песке в недостаточном количестве). Испытательные кубики размером 7 × 7 × 7 см, затворенные на составе 1 : 3, набивались на копре Клебе; количество ударов— 20. Результаты испытаний кубиков приведены в табл. 10.

Таблица 10

Результаты испытаний цементных кубиков, затворенных на песке или на мелких отсевах щебенки

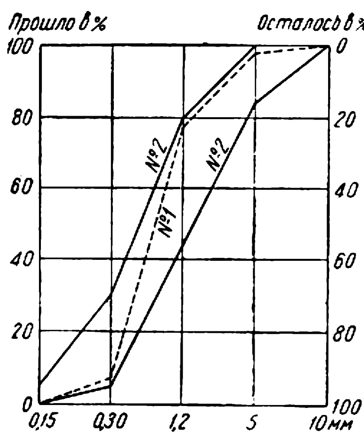
№ п/п	Возраст в днях	Временное сопротивление сжатию в кг/см²	Инертные, примененные для затворения бетона
1	7	172	Песок
2	7	94	Отсев щебенки, дополнительно просеянной (остаток на сите 0,3)
3	7	73	Отсев щебенки непосредственно с сортировочного барабана

Кубики, затворенные на мелком отсеве щебенки, по своей механической прочности значительно уступают, как это можно усмотреть из табл. 10, кубикам, в состав которых вошел естественный песок. Поэтому добавление отсевов в песок не являлось целесообразным.

Хранению инертных на строительстве моста было уделено большое внимание. Склады инертных имели дощатые настилы, и был обеспечен сток воды.

Цемент прибывал на строительство моста с разных заводов, частью в таре, частью навалом, что приводило к большим неудобствам как при испытании, так и при хранении цемента.

В связи с этим Строительством были приняты меры к тому, чтобы оценка качества прибывающего цемента была по возможности исчерпывающей и точной. Большое внимание было уделено организации хранения цемента. На строительстве были оборудованы два цементных склада общей емкостью в 4 560 т. Нижние этажи этих складов состояли из ряда отдельных закромов вместимостью каждый по два вагона (36 т) и предназначались для хранения цемента, прибывавшего россыпью. В верхних этажах хранился цемент, доставленный в бочках или мешках (фиг. 102).



Фиг. 101. Кривая просеивания песка: № 1 — действительная; № 2 — предельная по нормам.

Весь цемент, предназначенный для бетонирования пролетного строения, испытывался повагонно.

Заданные НКПС марки бетона для пролетного строения, а именно $R_{28} = 300$ кг/см² (для проезжей части) и $R_{28} = 350$ кг/см² (для арок), намного превосходили обычно применявшиеся до того времени в мостостроении марки.

В связи с этим необходимо отметить, что требование органов НКПС о применении таких высоких марок бетона для допущенных в данном сооружении напряжений являлось завышенным.

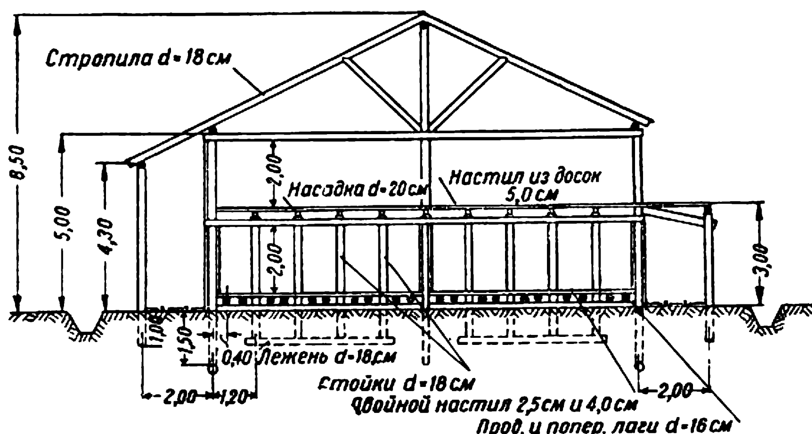
Вопрос о правильном подборе состава бетона имел самое серьезное значение.

Строительством предъявлялись к бетону следующие основные требования:

1) обязательное получение требуемого временного сопротивления сжатию (соблюдение марки);

2) удобообрабатываемость.

Обычно при подборе состава бетона второму требованию уделяется мало внимания, между тем как от удобообрабатываемости бетонной массы во многом зависит качество бетона.



Фиг. 102. Цементный склад (разрез).

Пролетное строение бетонировалось на цементе Новороссийского завода, прибывшем с большим опозданием. Подбор состава бетона был произведен на основе результатов семидневных, т. е. ускоренных испытаний цементов и бетонов.

Для бетонирования арки был применен бетон с осадкой конуса 16—18 см следующего состава, давшего при семидневных испытаниях наилучшие результаты:

цемент . . . 425 кг
вода . . . . . 208 л } $\frac{W}{C} = 0{,}49$

песок . . . . . 669 кг
щебень . . . . 1 047 „ (50% зерен крупностью 5—25 мм и 50% зерен крупностью 25—40 мм)

Уплотнение бетона при его укладке производилось простым шурованием вручную. При бетонировании верхних секций арки наряду с металлическими шуровками применялись длинные деревянные шуровки, оказавшиеся очень практичными в работе.

Контроль качества изготовляемого бетона и его укладки, а также и ухода за уложенным бетоном осуществлялся под непрерывным наблюдением бетонной лаборатории строительства моста, укомплектованной достаточным количеством лаборантов. Во время бетонирования на каждом бетонном заводе находился сменный лаборант. Данные наиболее характерных испытаний контрольных образцов бетонных кубиков по пролетному строению Химкинского моста приведены в табл. 11.

Таблица 11

Элементы сооружений	Возраст бетона в днях	Расход цемента в кг/м³	Осадка конуса в см	$\frac{W}{C}$	Результаты испытаний в кг/см²	Требуемая марка в кг/см²
1	2	3	4	5	6	7
Нижнее кольцо арки	28 42 89—91	425 425 425	12—14 12—14 12—14	0,48 0,48 0,48	411,5—659,5 573 —573 530,5—581	350 350 350
Верхнее кольцо арки	28 42 60—67	425 425 425	16—18 16—18 16—18	0,49 0,49 0,49	272 —427 339,5—449,5 356 —458,8	350 350 350
Связи	28 42	425 425	16—18 16—18	0,49 0,49	322—396 297—356,6	300 300
Стойки	7 28	400 400	16—18 16—18	0,52 0,52	218,3—233 408,8	300 300
Проезжая часть	28	400—440	16—18	0,47—0,52	304—382,9	300
Подвески	8—10	440	16—18	0.47	186,2—232,6	300

Примечания. 1. Контрольные образцы хранились в производственных условиях.

2. Отклонения в сторону уменьшения против заданной марки бетона измерялись единичными случаями из большого количества испытанных образцов.

5. АРМАТУРА

В соответствии с коротким сроком постройки моста (в течение одного года) потребовалось создать необходимые условия для быстрой переработки 1 185 т стали, использованных на арматуру моста. Одним из таких основных условий являлась правильная организация работ в арматурном цехе, общая схема которого приведена на фиг. 103.

Работа в цеху производилась отдельными (подготовленными целиком на месте постройки) специализированными звеньями рабочих по: 1) выпрямлению стали, 2) резке ее, 3) сварке, 4) механическому гнутью и 5) ручному гнутью. Все работы по подноске сырья и относке готовых изделий производились подсобными рабочими.

Отдельные процессы заготовки арматуры были организованы так, чтобы, во-первых, обеспечивалась необходимая диференциация основных потоков изготовляемой арматуры и, во-вторых, была соблюдена правильная последовательность операций по линии производственного передвижения обрабатываемой стали (от склада сырья до склада готовых изделий).

Цех пропускал три потока арматуры:

1) крупных диаметров ($d \geqslant 16$ мм) длиной от 9 до 25—30 м;

2) крупных диаметров длиной до 9 м;

3) мелких диаметров ($d \leqslant 12$ мм).

Ниже приводится описание процессов изготовления арматуры только крупных диаметров (на фиг. 103 представлены все потоки).

Ввиду того что обычная длина стержней не превышает 9 м, для

получения стержней длиной до 25—30 м требовалась сварка стали[1]. При сооружении Химкинского моста (как и вообще на всем строительстве канала) применялась контактная сварка арматуры вместо обычно применявшейся до того электродной сварки. Это значительно повышало производительность соответствующих работ. Сварка велась на стыковых аппаратах типа АСН-25 методом «сопротивления» (фиг. 104). При таком методе требуется, чтобы свариваемые концы стержней имели правильный (строго нормальный к оси стержня) обрез. Требование это приводит к необходимости установки специальных станков, дающих такой именно обрез стержней. На постройке моста для этой цели были применены ножовочные (типа рельсорезных) станки, обладающие малой производительностью. Контактная сварка методом «оплавления» (фиг. 105), в дальнейшем успешно освоенная и применявшаяся на Строительстве канала, не требует специальной обработки концов стержней и отличается весьма высокой производительностью.

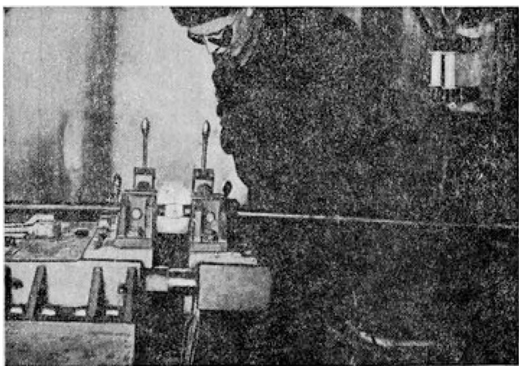
После сварки на стыковых аппаратах сталь поступала на роликовые стелажи, где сосредоточивался запас для гнутья не менее чем на четыре часа. Сталь, проходившая сварку, имела длину, точно соответствовавшую длине изгибаемых стержней; разметка ее производилась непосредственно на разбивочном столе (таким об-

Фиг. 103. Схема арматурного цеха.

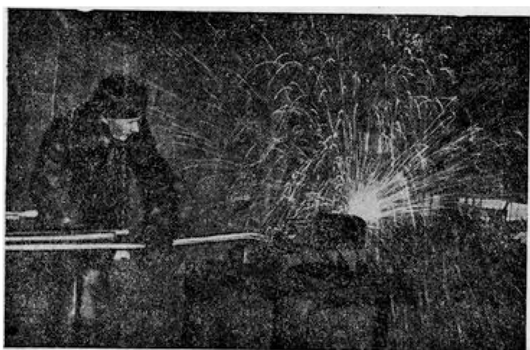
[1] Заводы-поставщики разрезают сталь на короткие куски для того, чтобы ее можно было грузить в крытые вагоны. Однако употребление в строительном деле коротких стержней влечет за собой большие неудобства, в частности замедление соответствующих работ, в тех многочисленных случаях, когда приходится эти стержни стыковать. Народному хозяйству СССР это причиняет огромные убытки.

разом отмеривание происходило только один раз — при разметке на указанном столе).

Гнутье арматуры крупных диаметров производилось на механических приводных станках. Согнутые стержни со станка направлялись на стол поверки, а оттуда — на склад готовых изделий.



Фиг. 104. Электросварка методом «сопротивления».



Фиг. 105. Электросварка методом «оплавления».

В пролетное строение шла сталь марки Ст. 3 с временным сопротивлением 38—45 кг/мм² и относительным удлинением 23—28%. Для испытания стали отбиралось от 3 до 5 образцов (в зависимости от диаметра) из каждого прибывающего вагона. Качество работы каждого сварщика[1] проверялось путем испытания сварки по партиям (партией считали количество стыков сварки, выполненных за смену, но не более 300 стыков).

В проверку качества входили следующие испытания сваренных стержней:

1) На загиб вокруг другого стержня, диаметр которого равнялся двум диаметрам испытуемого стержня. Число образцов, испытываемых на загиб, составляло примерно 2% от общего количества сваренных стыков проверявшейся партии. При загибе стержень должен был гнуться, не ломаясь, на 180°. В случае неудовлетворительного результата количество испытуемых стержней удваивалось; при повторении неудовлетворительного результата дальнейшие испытания не производились, а вся соответствующая партия браковалась.

2) На разрыв механическим способом. Это испытание охватывало также около 2% стыков данной партии.

Общее количество испытанных стыков составило 21 460 шт. Количество забракованных стыков — 190 шт. или 0,8% общего количества.

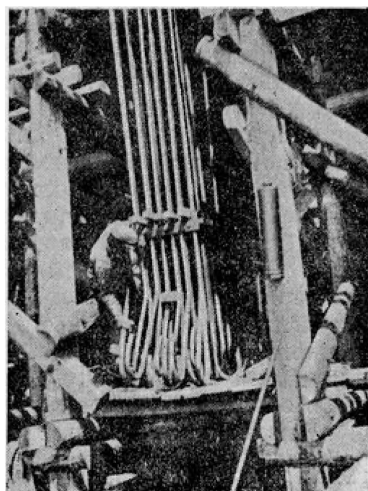
В ответственных частях конструкции (подвески и поперечные балки) контактные стыки в целях обеспечения их 100%-ной прочности усиливались электродной приваркой двух накладок длиной 200 мм и диаметром 16 мм при диаметре свариваемого стержня, равном 38 мм.

Доставка арматуры на место ее установки была в основном механизирована. Вся арматура арок, длина стержней которой достигала 30 м, подавалась на место установки по специальным лоткам при помощи электролебедок.

[1] В месте каждого стыка имелся штамп сварщика, наносимый на раскаленную (во время сварки) сталь.

Нижний ряд арматуры устанавливался на бетонные прокладки, имевшие толщину 3 см, равную величине защитного слоя; ширина прокладок — 5 см, длина — 8 см. В каждую прокладку были заделаны два отрезка вязальной проволоки; концы одного отрезка были выпущены из прокладки и скрепляли ее со стержнями арматуры. При установке горизонтальных стержней в армированных стенках (например в боковых стенках арки, в стенах опускного колодца, в стенах надстройки устоя) для облегчения монтажа применялись специальные вертикальные стержни с приваренными к ним на заданных расстояниях «пальчиками». Эти «пальчики» служили полочками для укладки горизонтальных стержней арматуры и позволяли точно фиксировать ее требуемое положение.

Арматура подвесок и арматура нижнего кольца арок устанавливались одновременно. В целях соблюдения правильности монтажа нижние концы стержней арматуры подвесок приходилось устанавливать на специальный поддерживающий настил (фиг. 106), при этом стержни подвесок увязывались в виде каркаса. Перед началом бетонирования нижнего кольца каждый каркас подвешивался на специальных поддержках, расположенных выше уровня бетона нижнего кольца арки, а нижний поддерживающий настил убирался. Благодаря этому устранялась опасность, что при бетонировании нижнего кольца и сопутствующих этому процессу осадочных деформациях кружал упирающаяся в настил арматура подвесок своими верхними концами повредит свежий бетон нижнего кольца в месте примыкания к нему подвески.


Фиг. 106. Монтаж арматуры подвески.

После раскружаливания проезжей части оказалось, что натяжение стержней арматуры подвесок неодинаково. Поэтому перед бетонированием подвесок их арматура была «настроена» до одинакового (примерно) натяжения путем выборки слабины отдельных стержней внутрь подвески. Это было достигнуто постановкой горизонтальных скруток и приваркой хомутов.

Заслуживает быть отмеченным еще одно важное обстоятельство, связанное с производством арматурных работ. Выше уже указывалось, что в промежутки между отдельно бетонируемыми секциями нижнего кольца арки были вставлены железобетонные распорки, предназначенные для того, чтобы препятствовать сокращению длины указанных промежутков при осадочных деформациях кружал.

Непринятие мер к уменьшению этих сокращений при наличии арматуры, пропущенной по длине арки непрерывно, могло привести к сильному выпучиванию стержней и значительному повреждению неокрепшего бетона. Опыт бетонирования арок показал, что условное замыкание нижнего кольца арки с помощью железобетонных распорок не может уменьшить влияние осадочной деформации кружал настолько, чтобы вовсе предотвратить возможное выпучивание арматуры, которое все же наблюдалось.

Отсюда, повидимому, можно вывести заключение, что допускать непрерывный пропуск продольной арматуры по всей длине арки не следует и что нужно устраивать стыки продольных стержней хотя бы в пределах двух замыкающих клиньев (межсекционных промежутков), граничащих с последними бетонируемыми секциями.

6. УСАДОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ БЕТОННОЙ КЛАДКИ

Продольный шов бетонирования арки проходил на границе между нижним кольцом арки (дно коробки) и ее верхним кольцом (стенки и верх коробки), имевшим в поперечном сечении форму буквы П. Примерно через 20—25 дней после бетонирования верхнего кольца были обнаружены по этому шву волосные трещины, которые шли по внешней грани арки и прерывались в местах замыкающих клиньев, т. е. имели распространение лишь на участках арки, бетонировавшихся в два приема [1].

Анализ возможных причин появления этих трещин приводит к следующим заключениям. Влияние деформации бетона в результате экзотермии следует исключить, так как появление трещин наблюдалось через значительный промежуток времени после бетонирования. Причину появления трещин следует искать в усадочных деформациях бетона. Разрыв во времени бетонирования нижнего кольца арки и ее верхнего кольца достигал 21—30 дней. В течение этого времени нижнее кольцо арки подвергалось усадке, которая к моменту начала бетонирования верхнего кольца составляла уже значительную часть возможной общей усадочной деформации. После бетонирования верхнего (П-образного) кольца его усадка приводит к значительным растягивающим напряжениям в бетоне и хомутах боковых стенок, проявляющимся по наружной поверхности стенок в месте их примыкания к нижнему кольцу. Для восприятия этих напряжений необходимо соответствующее количество специальной арматуры [2].

Аналогичное явление обнаружилось также и в пустотелых коробчатых надстройках устоев. Эти надстройки бетонировались поэтажно, причем перерыв в бетонировании каждых двух смежных этажей достигал 15—20 дней. После бетонирования каждого вышерасположенного этажа его усадка происходила в условиях неизменного (жесткого) скрепления стенок верхнего этажа с нижним этажом. В результате напряжений, возникающих в процессе этого явления, в стенках коробки появились волосные трещины. Однако эти трещины были обнаружены только в тех стенках, которые имели двери для прохода (фиг. 48); в каждой такой стенке имелась только одна трещина, начинавшаяся от верхнего угла двери и выклинивавшаяся к верху стены. В подобных конструкциях устранение возможности появления трещин представляется более сложным, чем в швах бетонирования по кольцам арки; одной из мер может служить установка достаточного количества арматуры над дверным проемом стены.

ГЛАВА VIII

ВВОД В РАБОТУ ОТДЕЛЬНЫХ ЧАСТЕЙ СООРУЖЕНИЙ И ВСЕГО МОСТА В ЦЕЛОМ

1. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ АРОК

К моменту раскружаливания арок как проезжая часть в пределах всех панелей от узла *4* до узла *13* и панелей *1—2, 15—16*, так и все подвески оставались незабетонированными.

При раскружаливании производилось наблюдение за деформациями сооружения с помощью мостоиспытательных приборов.

Схема установки этих приборов показана на фиг. 107.

[1] Замыкающие клинья бетонировались сразу на полное сечение арки.

[2] На основании опыта строительства Химкинского моста армирование шва в арках Воскресенского моста через Москва-реку было значительно усилено; благодаря этому мероприятию трещины по рабочему шву после бетонирования не появлялись.

Раскружаливанию арок предшествовало в первую очередь освобождение кобылок, расположенных под стойками, несущими связи арок[1], и во вторую очередь освобождение кобылок и подмостей, несущих панели *3—4, 13—14* и *2—3, 14—15* проезжей части. Дальнейший порядок опиливания кобылок указан на фиг. 108. Одновременному перепиливанию подвергалось от 40 до 48 кобылок, причем каж-

Фиг. 107. Установка мостоиспытательных приборов при раскружаливании арок.

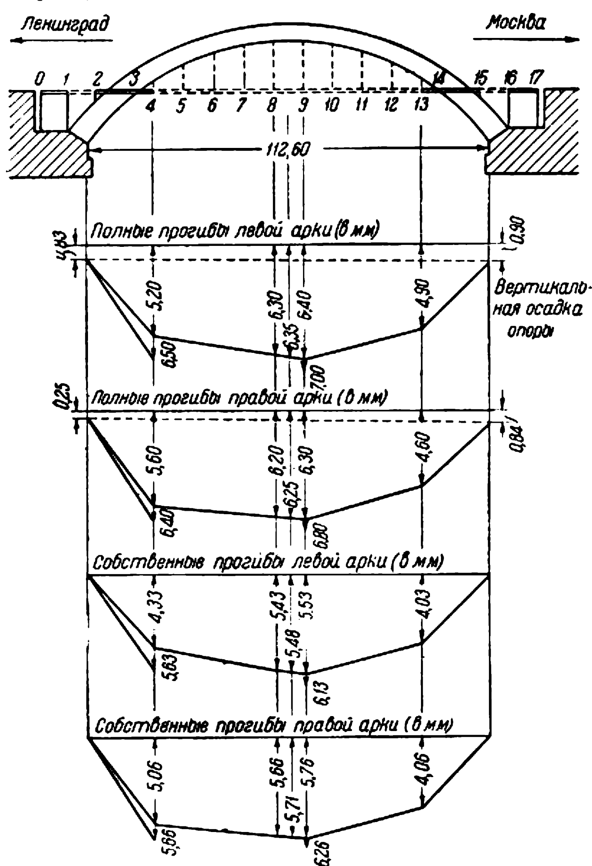
Фиг. 108. Порядок опиливания кобылок при раскружаливании арок.

Примечание. Номерами указан порядок удаления кобылок полностью. Последовательное удаление кобылок произведено в 5 приемов (от 3-го до 7-го). Опущенные номера 1 и 2 относятся к раскружаливанию проезжей части.

[1] Предварительно освобождались связи между кружалами арок и лесами, поддерживающими арочные связи.

дая из них доводилась до состояния разрушения в три пропила; после третьего пропила остаток кобылки удалялся.

Раскружаливание арок было произведено 17 сентября, т. е. через 11—12 дней после замыкания связей и арок, и заняло время с 14 ч. 30 м. до 17 ч. 00 м. Наблюдения за прогибами арок и смещениями опор производились при установке всех приборов во время раскружаливания и с помощью уменьшенного количества приборов в течение 12 час. после раскружаливания.



Фиг. 109. Кривые прогибов арок и осадок опор за время раскружаливания арок и через 12 час.

Примечание. Цифры 6,50, 7,00 и аналогичные показывают прогибы через 12 часов. По остальным точкам приборы были сбиты.

Данные о вертикальных смещениях опор и прогибах арок приведены на фиг. 109, где кривые прогибов арок соответствуют периоду раскружаливания и последующим 12 час., а смещения опор — только периоду раскружаливания.

Полные горизонтальные смещения опор, зарегистрированные приборами, составляли: по ленинградскому устою 0,28—0,41 мм, а по московскому устою 0,48—0,56 мм.

Как вертикальные, так и горизонтальные смещения опор являются совершенно незначительными. Видна отчетливая картина затухания роста прогибов арки за период времени после раскружаливания, т. е. с 17 час. 17 сентября до 5 час. 18 сентября.

2. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

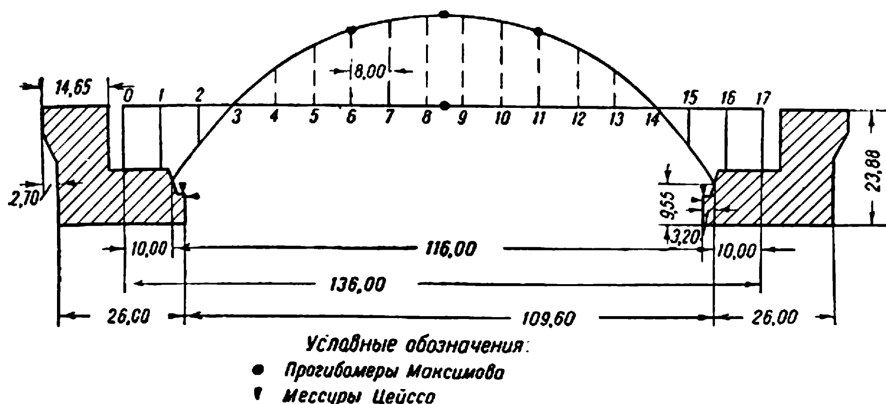
К моменту раскружаливания проезжей части подвески оставались незабетонированными.

Раскружаливание проезжей части также сопровождалось измерениями деформаций с помощью мостоиспытательных приборов, схема установки которых приведена на фиг. 110.

Раскружаливание было произведено 14 октября, т. е. через 8 дней после бетонирования последнего элемента проезжей части (панель *8—9*). К этому времени балластные корыта всех четырех путей были заполнены щебеночным балластом и был уложен один временный рельсовый путь по оси моста. Сверх нормально требуемого балласта был насыпан дополнительно щебень в количестве около 6 т на 1 пог. м

моста. Дополнительная загрузка щебнем уменьшала до 25 кг/см² растягивающие напряжения в бетоне подвесок[1].

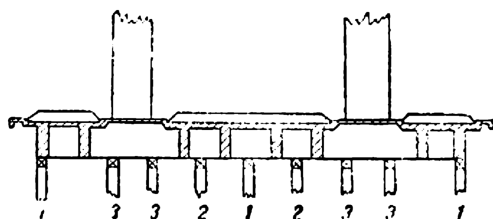
Раскружаливание проезжей части начиналось с удаления кобылок, находящихся под продольными балками. Затем производилось удаление кобылок, установленных под всеми поперечными балками. Под каждой поперечной балкой располагалось $9 \times 2 = 18$ кобылок, передававших нагрузку от проезжей части на сваи. На фиг. 111 при-



Фиг. 110. Установка мостоиспытательных приборов при раскружаливании проезжей части.

ведены схема расположения кобылок под поперечной балкой и порядок их удаления (кобылки удалялись в три приема, как это указано номерами на схеме). Каждая отдельная кобылка удалялась сразу целиком.

Все раскружаливание заняло три с половиной часа. Наблюдение за деформациями элементов моста производилось как во время раскружаливания, так и в течение 8,5 час. после его окончания (к концу



Фиг. 111. Порядок удаления кобылок при раскружаливании проезжей части.

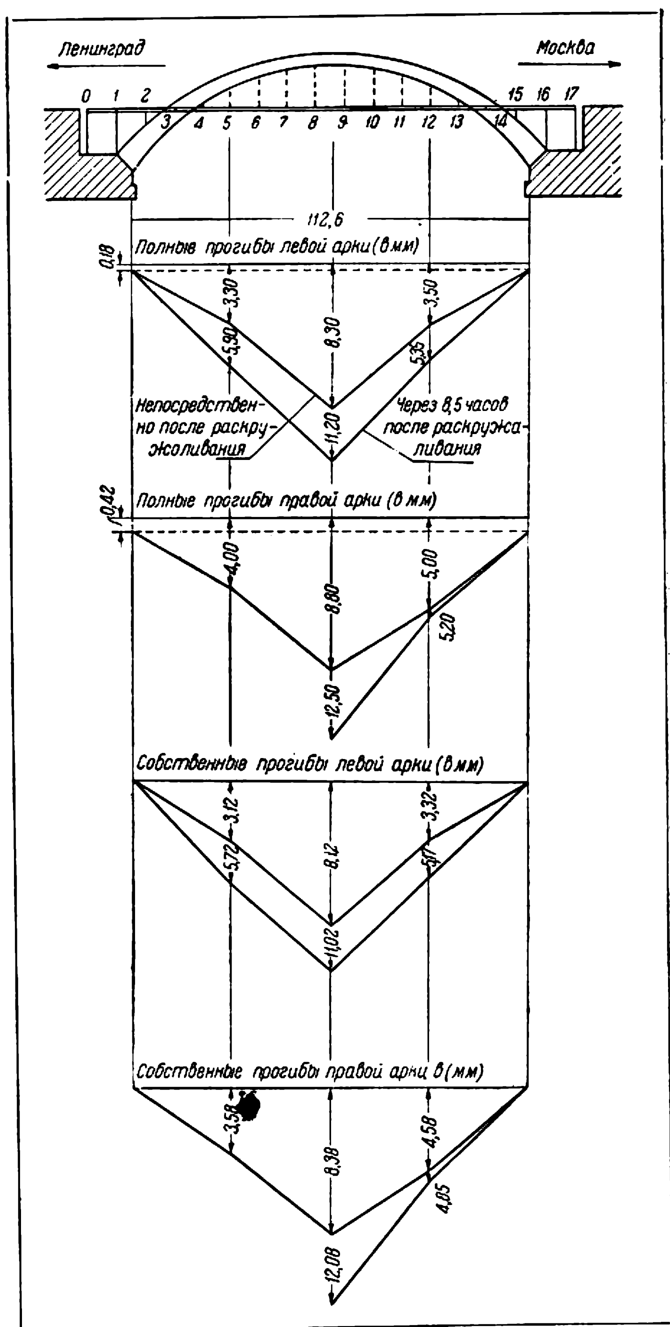
этого времени приращения прогибов оказались настолько малыми, что практически можно было считать деформации прекратившимися).

Данные о наблюдавшихся вертикальных смещениях опор и прогибов арок приведены на фиг. 112. Прогибы арок соответствуют моменту окончания раскружаливания и состоянию арок через 8,5 час., а смещение опор — только моменту окончания раскружаливания.

Горизонтальные смещения опор составили: по ленинградскому устою 0,17 — 0,49 мм, а по московскому — 0,63 — 0,64 мм.

Смещения опор, обусловленные действием постоянной нагрузки

[1] Ограничение (по требованию НКПС) растягивающих напряжений величиной 25 кг/см² является ненужным и неправильным, о чем подробнее указывается далее в описании Хорошевского моста.



Фиг. 112. Кривые прогибов арок и осадок опор за время раскружаливания проезжей части и через 8½ час.

Примечание. Вертикальное смещение по московскому устою не замерялось, так как были сбиты приборы.

(сумма смещений при раскружаливании арок и проезжей части), оказались чрезвычайно незначительными, составляя около 1 мм по вертикали и по горизонтали для каждой опоры. Определенный таким же образом суммарный прогиб арки от постоянной нагрузки по середине пролета равен:

1) для левой арки $6{,}13 + 11{,}02 = 17{,}15$ мм $\left(\frac{1}{6\,770}\,l\right)$;

2) для правой арки $6{,}26 + 12{,}08 = 18{,}34$ мм $\left(\frac{1}{6\,325}\,l\right)$.

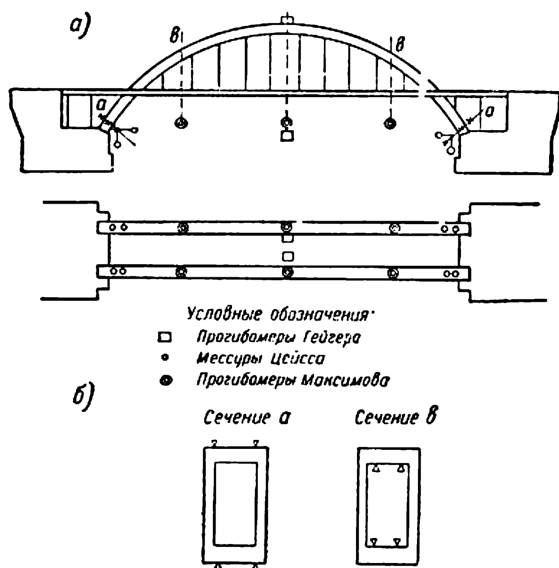
Установленный для измерения прогиба середины проезжей части прогибомер Максимова показал вертикальное смещение продольной балки на величину 15,80 мм. Это вертикальное смещение слагается из прогиба замка левой арки, равного 11,20 мм, и деформации средней подвески и продольной балки, составлявшей 15,80—11,20=4,60 мм.

3. ИСПЫТАНИЕ МОСТА ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

Испытание моста временной нагрузкой производилось 1 и 2 ноября, т. е. через 14 дней после бетонирования подвесок.

Расположение измерительных приборов и постоянных марок на арках для измерения напряжений показано на фиг. 113.

Испытательная нагрузка состояла из четырех поездов (фиг. 114) следующего состава: по два паровоза (серии Л и Эм) с тендерами и по восемь груженых четырехосных вагонов (65 т брутто каждый). Схема расположения паровозов приведена на фиг. 115.



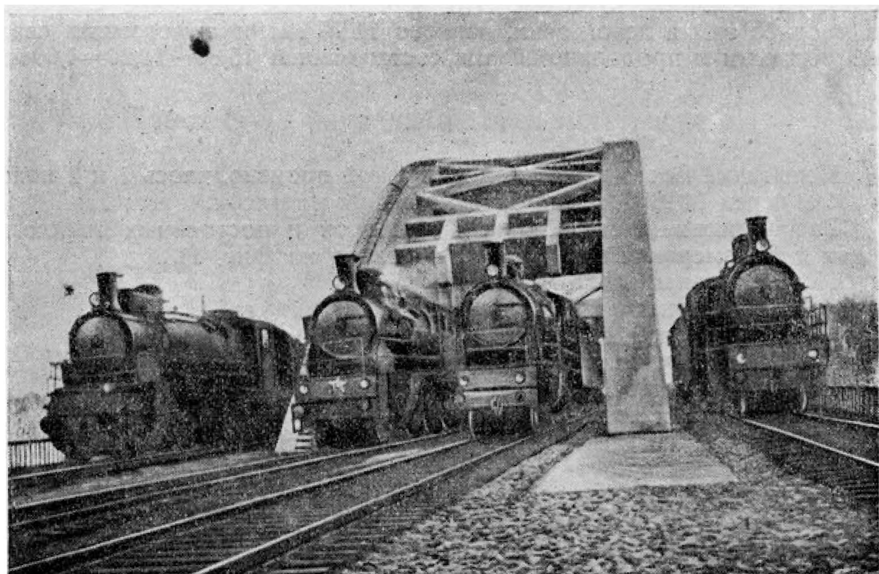
Фиг. 113. Расположение приборов и постоянных марок при испытании моста временной нагрузкой: *а* — схема установки мессур Цейсса и прогибомеров Максимова и Гейгера; *б* — схема расположения марок для измерения напряжений компаратором Витмора.

Некоторые результаты данного испытания моста приводятся ниже. Прогибы арок показаны на фиг. 116, где ясно виден характер нарастания прогибов в зависимости от величины и продольного расположения нагрузки на мосту. Здесь также видно влияние несимметричного загружения проезжей части в поперечном направлении на распределение усилий между арками: вследствие поперечной жесткости конструкции происходит передача части усилия на менее загруженную арку. Так например, при загрузке левой консоли (1 путь) прогиб правой арки в четверти пролета составлял 25,0% от прогиба левой арки; для замковой установки в этом случае прогиб правой арки равнялся 5,4% от прогиба левой.

При динамических заездах испытательных поездов получены прогибы, приведенные в табл. 12

Таблица 12

№ заезда	Скорость заезда в км/час	Замок левой арки			Замок правой арки		
		прогиб при проползании в мм	динамич. прогиб в мм	динамич. коэфициент	прогиб при проползании в мм	динамич. прогиб в мм	динамич. коэфициент
1	5	2,91	—	—	2,69	—	—
2	15	—	3,12	1,07	—	2,80	1,047
3	30	—	3,69	1,27	—	3,00	1,120
4	45	—	3,25	1,15	—	2,02	—



Фиг. 114. Испытание моста.

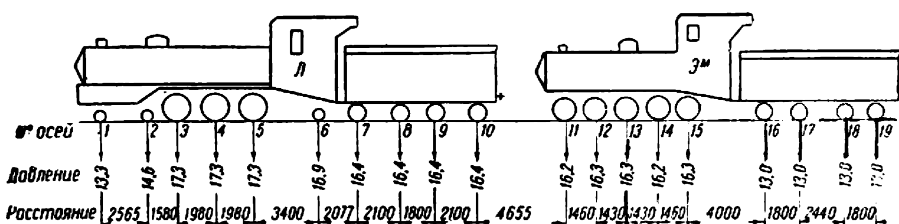
Амплитуды вертикальных колебаний арок в замке при скорости движения поезда 45 км/час были равны 0,42—0,45 мм.

Амплитуды горизонтальных колебаний замка арок составили 1,1 мм при скорости 30 км/час и 1,8 при скорости 45 км/час.

Наблюдение за работой связей арок (с помощью мессур Цейсса) производилось в замковой панели при несимметричном загружении пролетного строения (фиг. 117). Величины деформаций соответствующих связей указаны в табл. 13.

Таблица 13

Установка испытательной нагрузки	Деформации связей в мм	
	раскос 1	раскос 2
I и II путь в ленинградской четверти . . . . . . III и IV путь в московской четверти	—0,255	+0,110
I и II путь в московской четверти . . . . . . III и IV путь в ленинградской четверти	+0,215	—0,080
I и II путь в московской половине . . . . III и IV путь в ленинградской половине	+0,235	—0,075



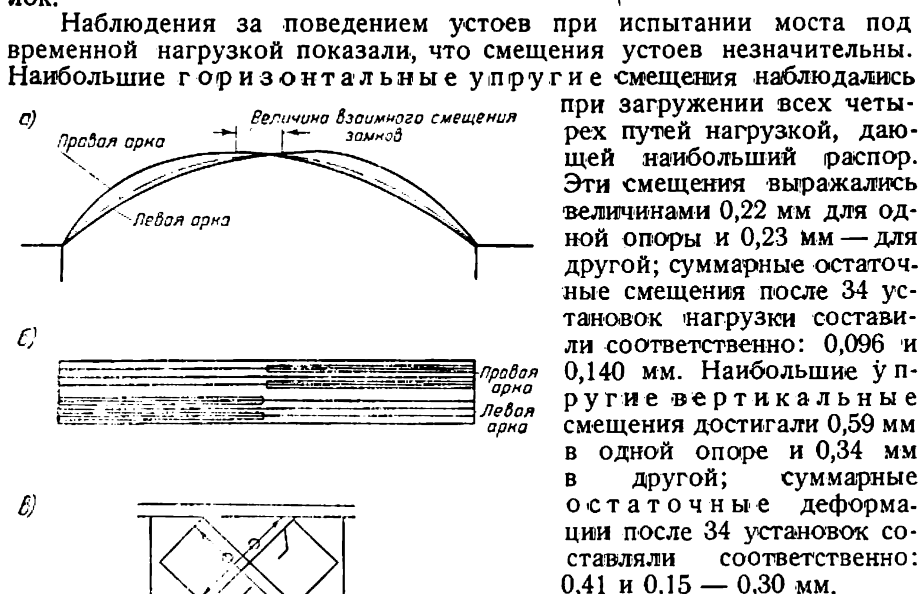
Фиг. 115. Схема расположения паровозов испытательного поезда.

Фиг. 116. График прогибов арок при различных установках временной нагрузки (испытательных поездов).

Примечание. Сплошная линия относится к левой арке. Пунктирная — к правой арке. Цифры в скобках относятся к правой арке.

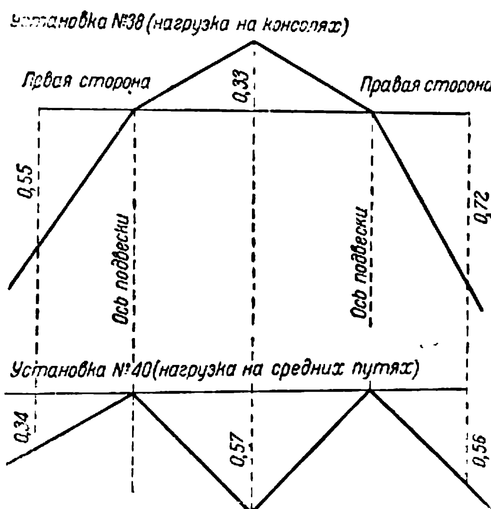
На фиг. 118 приведен график прогибов одной из поперечных балок.

Наблюдения за поведением устоев при испытании моста под временной нагрузкой показали, что смещения устоев незначительны. Наибольшие горизонтальные упругие смещения наблюдались при загружении всех четырех путей нагрузкой, дающей наибольший распор. Эти смещения выражались величинами 0,22 мм для одной опоры и 0,23 мм — для другой; суммарные остаточные смещения после 34 установок нагрузки составили соответственно: 0,096 и 0,140 мм. Наибольшие упругие вертикальные смещения достигали 0,59 мм в одной опоре и 0,34 мм в другой; суммарные остаточные деформации после 34 установок составляли соответственно: 0,41 и 0,15 — 0,30 мм.



Фиг. 117. Измерение деформаций элементов связей в замке: *а* — смещение арок; *б* — расположение нагрузки; *в* — расположение мессур.

Примечание. Пунктиром показано положение оси арок до загрузки.



Фиг. 118. Диаграммы собственных прогибов поперечной балки № 8.

4. НАБЛЮДЕНИЯ ВО ВРЕМЯ ЭКСПЛОАТАЦИИ МОСТА

Немедленно после перевода движения на мост были организованы инструментальные наблюдения за мостом. В частности Научно-исследовательским институтом пути и строительства НКПС с 23 ноября 1935 г. по 7 марта 1936 г. измерялись углы поворота устоев с помощью клинометров Стоппани, установленных на поверхности горизонтальной диафрагмы внутри железобетонных коробок устоев. Результаты измерений свидетельствуют о том, что в методике этих наблюдений не были учтены специфические особенности бетонных конструкций. Так, судя по показаниям клинометров, можно было притти к заключению, что углы наклона устоев довольно значительны. Между тем эти точные приборы отмечали не только общие деформации опор, но и местные деформации кладки в местах установки приборов, происходящие вследствие усадки, пластических и температурных явлений.

Повторные точные нивелировки по верху опор не подтвердили показаний клинометров.

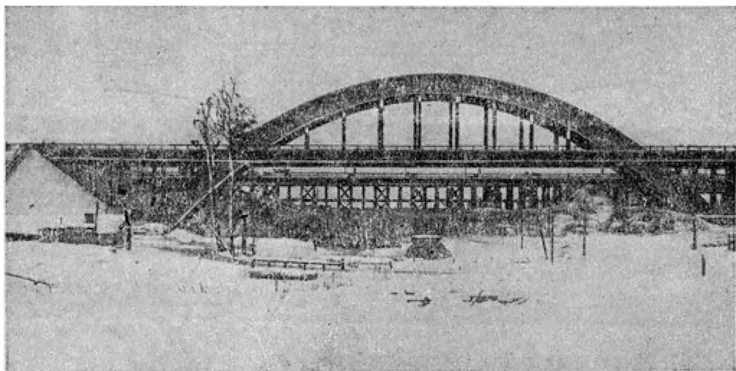
Интересные результаты дали некоторые инструментальные наблюдения, производившиеся Сейсмологическим институтом с ноября 1935 г. по апрель 1936 г. Анализ сейсмограмм приводит к следующим заключениям:

а) Во всех наблюдавшихся случаях (независимо от характера и величины подвижной нагрузки и скорости ее прохождения по мосту) колебания устоев выражаются двумя группами периодов:

$$1)\ T_p = 0{,}01 \div 0{,}04 \text{ сек.,}$$
$$2)\ T_p = 0{,}10 \div 0{,}40$$

Короткие периоды возбуждаются отдельными импульсами через каждые 0,2—0,4 сек. и притом только при проходе поезда по мосту. Эти колебания, повидимому, происходят от ударов колес о стыки рельсов.

Колебания, характеризующиеся длинными периодами, возбуждаются при подходе поезда к мосту, задолго до вступления паровоза на устой, и продолжаются после схода поезда с моста.



Фиг. 119. Мост после открытия движения.

б) Амплитуды колебаний устоев не превосходили 0,01 мм. Максимального значения колебания достигают при проходе поезда по середине пролета. Вступление паровоза на устой не сопровождается каким-либо резким толчком.

в) Наиболее существенным является следующий вывод: период колебаний устоев остается одинаковым до вступления поезда на мост, во время прохождения по мосту и после схода с него; вместе с тем колебания грунта имеют тот же характер, что и колебания устоев (т. е. происходят с близкими к последним периодами и амплитудами); это свидетельствует о том, что устои не совершают независимых колебаний на грунте, как на упругом основании, а просто следуют за колебаниями грунта.

Подводя итог произведенным испытаниям Химкинского моста, необходимо подчеркнуть, что они свидетельствуют как о незначительности горизонтальных и вертикальных смещений опор, так и о благоприятных результатах исследования колебаний устоев. Это *подтверждает полную возможность сооружения распорных, бесшарнирных арочных мостов большого пролета под тяжелую железнодорожную нагрузку на обычно встречающихся у нас нескальных грунтах.*

На фиг. 119 представлен общий вид моста после окончания работ по его постройке.

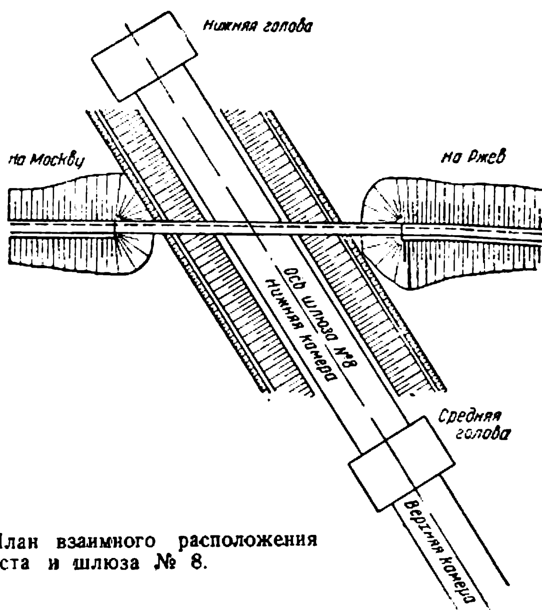
Б. ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫЙ МОСТ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗ № 8

ГЛАВА I

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Как уже отмечалось выше, при подходе к Москве канал Москва — Волга пересекается с Калининской ж. д. на перегоне между станциями Покровское-Стрешнево и Тушино. В связи с этим указанный участок ж. д. переустроен и проложенное полотно железной дороги



Фиг. 120. План взаимного расположения моста и шлюза № 8.

здесь перенесено на новую трассу, пересекающую канал (под углом 58°) над нижней камерой шлюза № 8 (фиг. 120) железобетонным мостом.

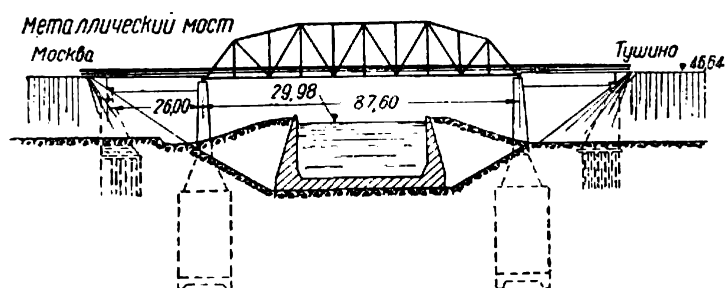
Геологическая разведка, произведенная в месте сооружения моста буровыми скважинами на глубину до 35 м, показала следующее: от поверхности земли залегает мощный слой песка толщиной 7,0—11,0 м; ниже следует небольшая прослойка песка с примесью глины и гальки; под этой прослойкой расположен мощный слой черной плотной глины; в пределах 8 м ниже нее залегает трещиноватый известняк, чередующийся с прослойками мергелистой глины; под этим слоем начинается плотный известняк.

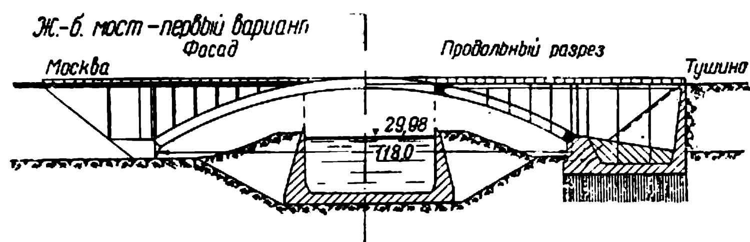
Грунтовые воды были обнаружены на отм. 22,00 м. Во время производства работ уровень грунтовых вод был понижен до отм. 11,50 м; после открытия канала этот уровень должен установиться ориентировочно на отм. 21,00 м.

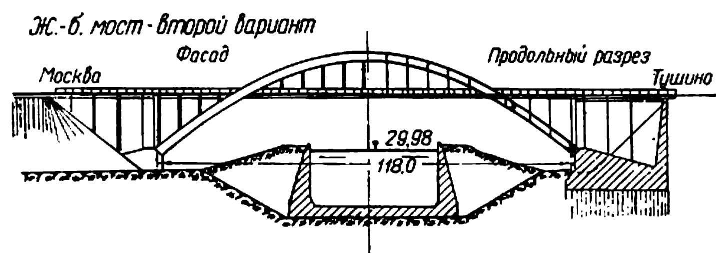
К конструкции моста были предъявлены четыре основных требования:

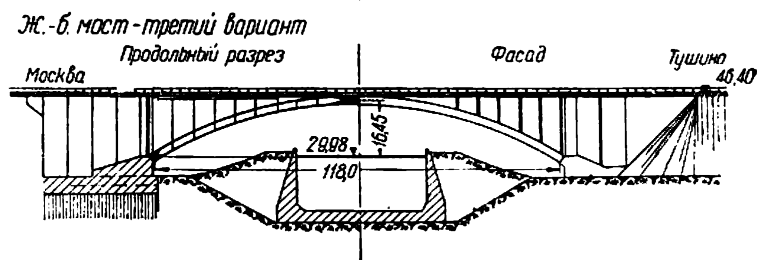
1) мост должен быть построен под двухпутное железнодорожное движение;

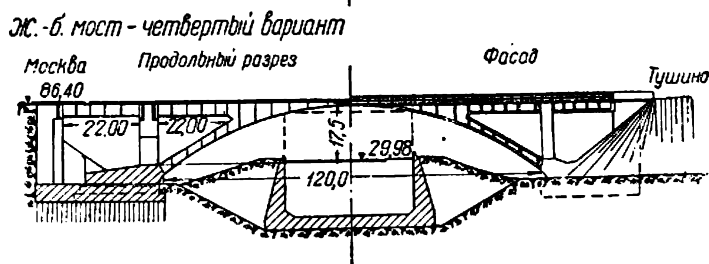
2) подмостовый габарит, т. е. возвышение низа пролетного строения над высоким горизонтом воды в камере пересекаемого шлюза,











Фиг. 121. Варианты моста через шлюз № 8.

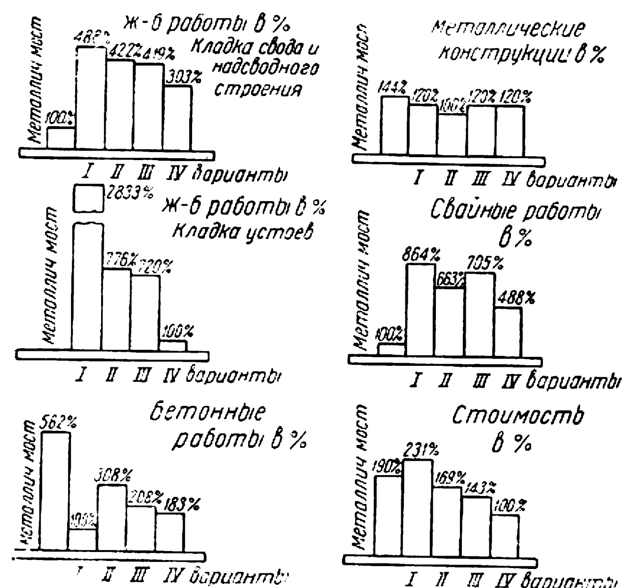
должен быть не менее 14 м в пределах 15,6 м ширины прямого хода по шлюзу;

3) конструкция моста должна быть независимой от конструкции шлюза;

4) должна быть предусмотрена возможность производства работ по сооружению шлюза после постройки моста.

2. ВЫБОР ТИПА МОСТА

Первоначально схема моста намечалась трехпролетной с перекрытием пролета над шлюзом металлической балочной фермой $l = 87,6$ м, а двух крайних пролетов — железобетонными балками по $l = 26,0$ м. Высокая стоимость моста, большой объем работ вследствие предположенных глубоких кессонных оснований промежуточных опор заставили отказаться от указанного варианта[1].



Фиг. 122. Диаграмма сравнения вариантов моста через шлюз № 8.

Поэтому в дальнейшем были составлены следующие варианты железобетонных мостов (фиг. 121):

а) первый — арочный трехшарнирный мост пролетом 118,0 м, с ездой понизу в пределах ключа свода, а на остальном протяжении с ездою поверху;

б) второй — арочный двухшарнирный мост пролетом 118,0 м с ездой посредине;

в) третий — арочный трехшарнирный мост пролетом 118,0 м с ездой поверху;

г) четвертый — арочный трехшарнирный мост пролетом 120,0 м с ездой поверху, системы Майяра.

Результаты сравнения указанных вариантов приведены на фиг. 122.

Из диаграммы на фиг. 122 можно усмотреть значительные технико-экономические преимущества четвертого варианта; в архитектурном отношении он также выгодно отличался от других вариантов. Поэтому четвертому варианту и было отдано предпочтение.

По своей схеме принятый вариант (фиг. 123), как уже отмечалось, представляет собой однопролетный железобетонный мост с трехшарнирным арочным пролетным строением системы Майяра, обладающим значительной пологостью ($f : l = 1 : 6,86$) и большим «коэфициентом смелости» ($l^2 : f = 824$).

[1] Применение глубоких кессонных оснований в первоначальной схеме вызывалось близостью расположения к камере шлюза опор моста.

Надводное строение принято в виде балок расчетным пролетом $l = 22,0$ м, опирающихся одним концом на свод, а другим — на переднюю стенку устоя.

Устой состоит из передней и задней надстроек, опирающихся на общий фундамент.

Конструкция пролетных строений на устоях аналогична конструкции надсводных пролетных строений; расчетный пролет здесь также 22,0 м.

Фундаменты устоев имеют слегка наклоненную подошву и основаны на деревянных сваях, большинство которых забито наклонно.

ГЛАВА II

КОНСТРУКЦИЯ МОСТА

1. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Главное пролетное строение представляет собой трехшарнирную арку коробчатого сечения с расчетным пролетом $l = 120,0$ м и стрелой подъема $f = 17,5$ м. Коробчатое сечение состоит из двух вертикальных стенок и верхней и нижней плит; расстояние между осями стенок (4,10 м) равно расстоянию между осями железнодорожных путей. Таким образом каждый путь поддерживается одной вертикальной несущей стенкой. Этот прием конструирования выдержан также в надсводном строении и в надстройках устоев (фиг. 124).

Вертикальные стенки имеют толщину по 0,60 м. Верхняя плита в средней части пролета на протяжении 78,4 м является в то же время и плитой проезжей части и имеет здесь ширину 9,50 м. Толщина верхней плиты, равная по середине 0,35 м, увеличивается до 0,50 м у продольных стенок, а также у диафрагм. Консольные части этой плиты характеризуются переменной толщиной — от 0,20 до 0,50 м. В концевых (прямолинейно наклонных) частях свода ширина верхней плиты равна 6,0 м, а толщина — 0,40 м. У нижней плиты свода ширина на всем протяжении постоянна и равна 8,00 м, а толщина изменяется — от 0,50 до 0,80 м (фиг. 125).

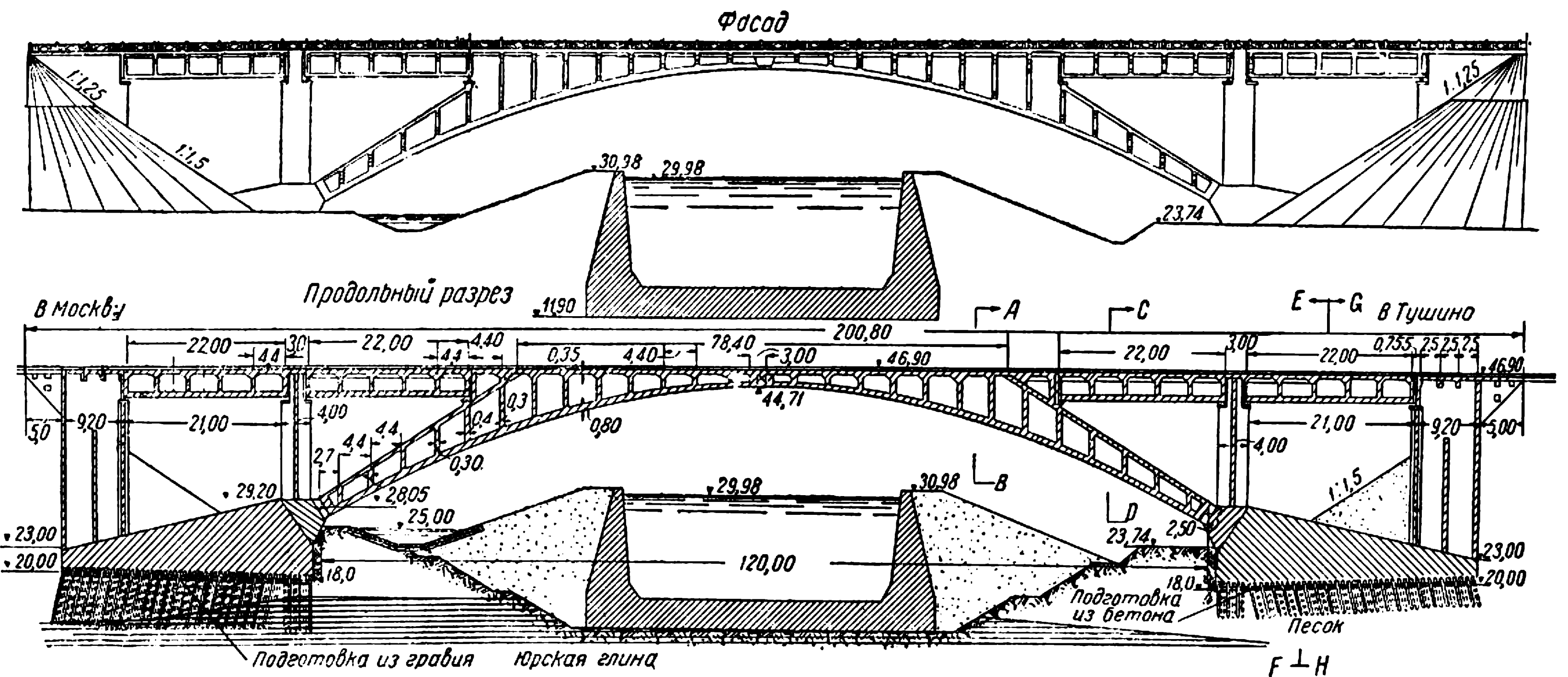
Высота свода в замке — 1,70 м, в пятах — 2,50 м.

Нижнее очертание свода назначено в соответствии с требуемым подмостовым габаритом.

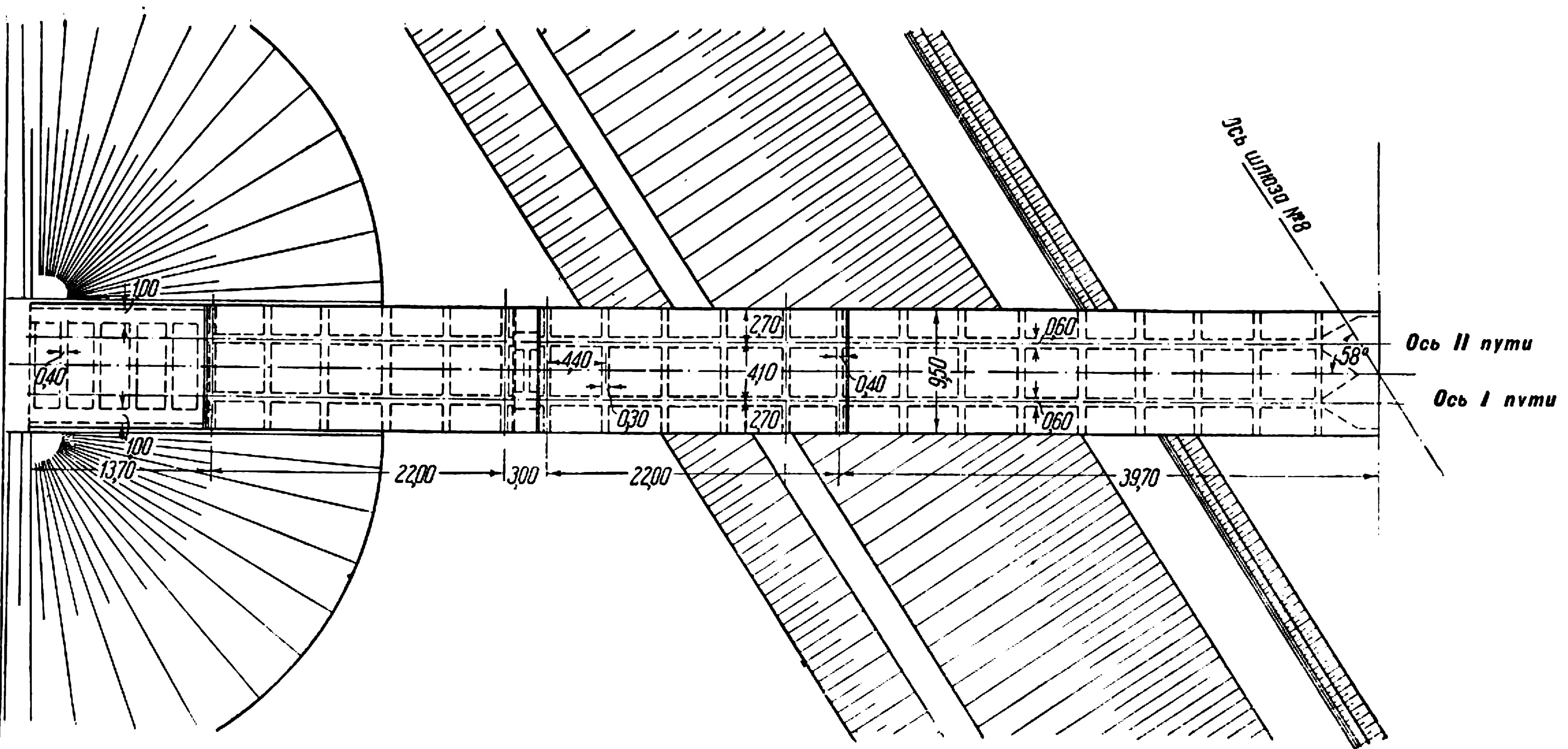
Свод снабжен диафрагмами толщиной 0,30 м, расположенными через каждые 4,40 м. Для доступа во внутренний проем свода устроены специальные отверстия в верхней плите и небольшие отверстия (шириной 0,60 м и высотой от 0,40 до 1,00 м) в диафрагмах.

Назначение частой установки диафрагм не только в пределах главного пролета, но и в балочных пролетных строениях заключается в обеспечении жесткости и совместной работы обоих ребер при односторонней временной нагрузке.

Шарниры свода выполнены из стального литья и идентичны шарнирам моста через р. Мозель в Кобленце (Германия). Отличительной особенностью конструкции этих шарниров является осуществление их поворота при деформациях свода с помощью катания головок шарниров друг по другу. В этих целях одной головке придается цилиндрическая поверхность, другой же — плоская. Шарниры этой конструкции имеют некоторые преимущества по сравнению с цапфенными шарнирами, так как характеризуются весьма малым трением и малым путем катания при возможных деформациях свода. Так, для данного случая при расчетном опускании замка на 20 см путь катания определен в 3,0 мм, что является небольшой величиной. В замке и в пятах на всей ширине свода поставлено по шести отдельных шарниров. Вес стального литья шарниров составляет 41,5 т (фиг. 126).



Фиг. 123. Фасад и продольный разрез моста.



Фиг. 124. План моста.

Фиг. 125. Поперечные разрезы моста.

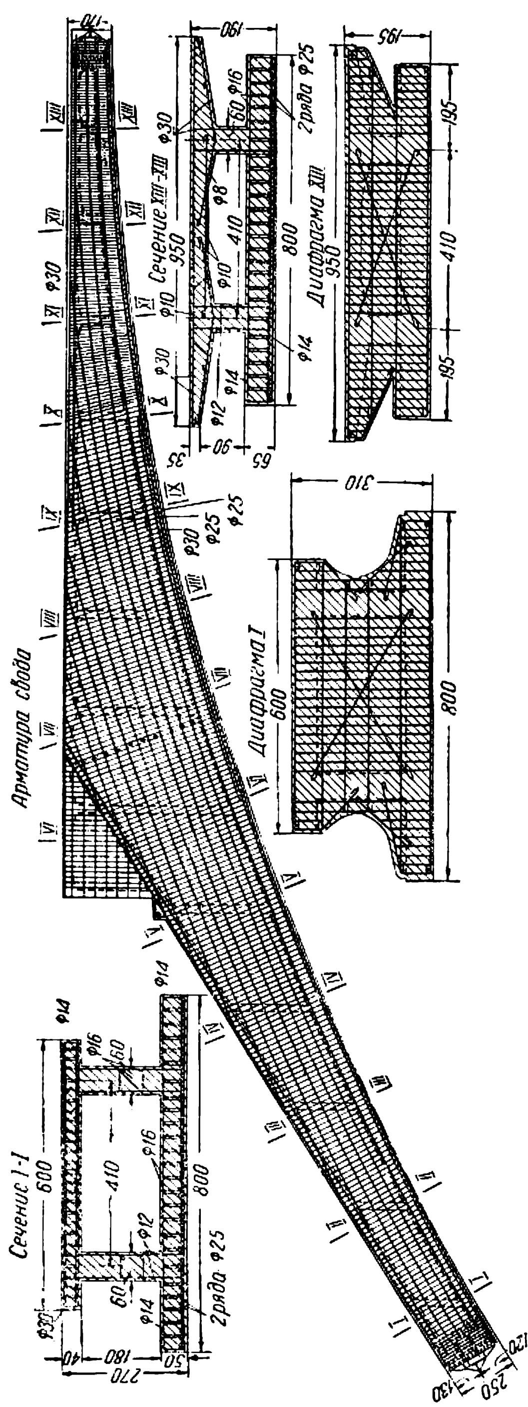
Фиг. 126. Шарниры свода

Арматура свода (фиг. 127) состоит из основных продольных стержней диаметром 25 и 30 мм, расположенных по наружным граням верхней и нижней плит свода. Верхняя арматура имеет диаметр 30 мм и расположена в один ряд с перерывом между сечениями *VII* и *IX*, в пределах которых свод не имеет рабочей арматуры поверху. Стержни нижней арматуры свода расположены в два ряда по всей длине свода и имеют диаметр 25 мм; в пределах сечений *VI* и *X* добавляется третий ряд арматуры $d=30$ мм. Горизонтальное расстояние между осями основных стержней арматуры — 100 мм. Если учитывать только основную арматуру, то замковое сечение свода имеет 1,51% армирования, пятовое сечение — 1,10%.

Вертикальные стенки коробчатого сечения свода и внутренние грани верхней и нижней плиты коробки имеют продольную арматуру $d=16$ мм.

В горизонтальных полках поставлены хомуты $d=8$ мм. В вертикальных стенках диаметр хомутов — 12 мм; расположение их принято нормальным к нижней образующей свода. Расстояние между вертикальными хомутами в пределах от замка до сечения *X* составляет 10 см, а на всем остальном протяжении свода — 20 см.

Верхняя и нижняя плиты свода кроме продольной арматуры имеют поперечные стержни $d=14$ мм, расположенные в количестве 10 шт. на 1 пог. м.



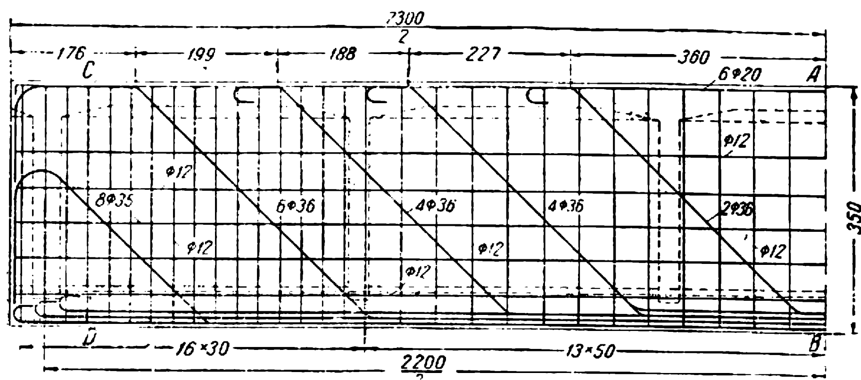
Фиг. 127. Арматура свода.

Замковые и пятовые сечения армированы сетками из проволоки $d=10$ мм с расстоянием между осями стержней 100 мм.

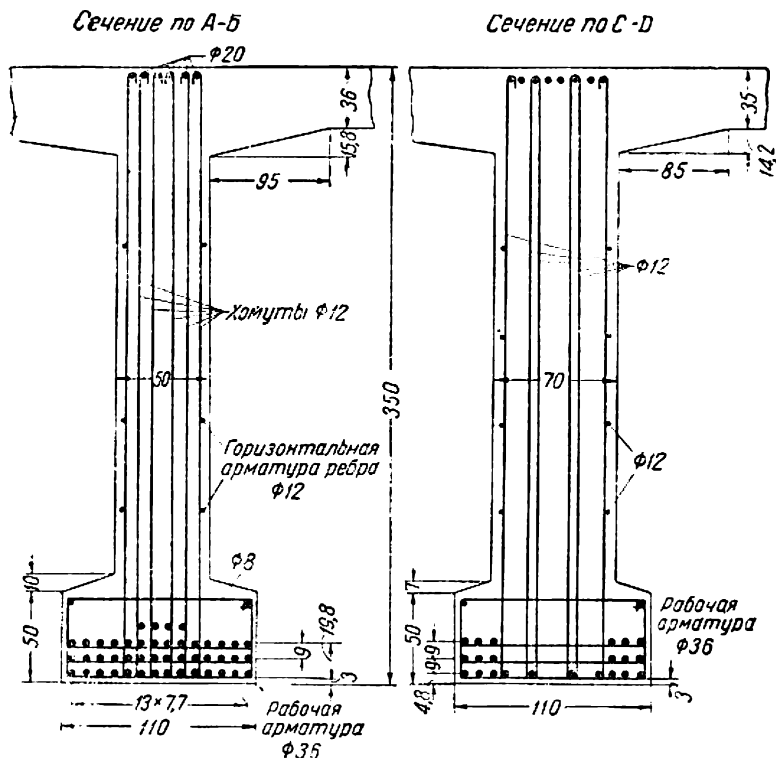
Вес арматуры свода равен 250,0 т; объем его кладки составляет 1 795 м³; бетон — марки $R_{28}=300$ кг/см².

Надсводное строение состоит из двух балок пролетом по 22,0 м (фиг. 123—125, 128 и 129); его поперечное сечение аналогично сечению

свода и состоит из двух вертикальных стенок (балок) — по одной на каждый железнодорожный путь; высота балок не изменяется по длине пролета и равна 3,50 м; толщина балок в пролете — 50 см, а у опор — 70 см. Для размещения рабочей арматуры внизу балок сделано утолщение (фиг. 129).



Фиг. 128. Арматура балки $l = 22,0$ м



Фиг. 129. Поперечное сечение балки $l = 22,0$ м

Через каждые 4,40 м балки связаны между собой диафрагмами толщиной 0,30 м. Опирание балок осуществлено с помощью металлических опорных частей, причем подвижная опора расположена на своде, а неподвижная — на передней стене устоя.

Рабочая арматура балки (фиг. 128 и 129) состоит из стержней $d = 36$ мм; в середине пролета балки стержни располагаются в четыре ряда. Ребра балки армированы вертикальными хомутами $d = 12$ мм, с расстоянием между хомутами, равным 50 см в средней части балки и 30 см у опор; кроме того ребра имеют в небольшом количестве горизонтальную арматуру $d = 12$ мм.

Общий объем кладки на одно надсводное пролетное строение составляет 198,2 м³; вес арматуры — 27,42 т; вес опорных частей — 4,57 т.

Для балок применен бетон марки $R_{28} = 210$ кг/см².

Балластный слой имеет толщину 50 см и ограничен с боков бортиками высотой 25 см, расположенными на расстоянии 7,60 м друг от друга. Вода из балластного корыта удаляется через горизонтальные отверстия в бортиках, причем для ее стока устроен двусторонний уклон изоляции.

В отношении устройства главного пролетного строения необходимо отметить следующие конструктивные особенности:

1. Применение как в своде, так и в надсводных строениях по одному несущему вертикальному ребру на каждый железнодорожный путь, концентрируя возникающие в этих строениях усилия всего только в двух основных элементах, дает в итоге компактную и экономную конструкцию, вполне отвечающую условиям работы, в которые она поставлена.

2. Осуществление в данных условиях большого по пролету трехшарнирного пологого свода опровергает, как показала эксплоатация моста, существовавшее мнение о малой пригодности трехшарнирной системы для железнодорожной нагрузки, обосновывавшееся тем, что при деформациях свода неизбежен перелом пути над средним шарниром.

2. ОПОРЫ МОСТА

Подошва фундамента устоя наклонена под углом 3°40′ к горизонтали. Устой основан на деревянных сваях $d = 27$ см (в пяти крайних задних рядах сваи имеют диаметр 30 см). Сваи расположены в шахматном порядке и часть из них с наклоном — под углом 11° к вертикали (фиг. 130). Расстояние между осями свай по диагонали равно 0,80 м. Количество свай под каждым устоем — 992 шт. Давление на сваю не превышает 20,0 т.

Фундамент имеет следующие наибольшие размеры в плане: ширина — 19,20 м; длина — 34,34 м. При расчете, произведенном в предположении отсутствия свай, давление на грунт по подошве фундамента составляет 3,6 кг/см².

Массив (фундамент) устоя снабжен арматурой в виде сеток из стержней $d = 25$ мм; одна сетка расположена над головой свай, вторая — по верхней грани массива. Под пятами свода устроена сетчатая арматура.

Кладка массива устоя — из бетона марки $R_{28} = 150$ кг/см² (130 — 170 кг/см²); в части, примыкающей к пятам, марка бетона повышается до 250 кг/см².

Над массивом устоя имеются две надстройки — передняя и задняя.

Передняя надстройка состоит из двух продольных стенок размером в плане 4,00 × 1,60 м; расстояние между осями этих стенок тождественно расстоянию между осями путей (4,10 м). Продольные стенки связаны между собой по всей высоте поперечной стенкой толщиной 0,30 м. Передняя надстройка является опорой, с одной стороны, для балок надсводного строения, с другой — для балок перекрытия устоя.

Задняя надстройка также состоит из двух продольных стен толщиной по 1,0 м, расположенных в расстоянии 7,50 м друг от друга.

Продольный разрез по оси моста

Сечение по A-B
Ось симметрии

Сечение по G-H

Сечение по J-K

Поперечный разрез
по C-D
по E-F

Бетон $R_{28}=150$ кг/см^2

Бетон $R_{28}=250$ кг/см^2

Фиг. 130. Устой моста.

В поперечном направлении продольные стены связаны стенками толщиной от 0,40 до 0,30 м. Поверху надстройки расположено плитное перекрытие, поддерживаемое помимо стен надстройки еще и поперечными балками.

В сторону насыпи надстройка имеет консоли длиной по 5,0 м, сопрягающие надстройку с конусом. В сторону пролета устроены продольные стенки треугольного очертания толщиной 1,0 м, следующие очертанию конуса.

Бетон обеих надстроек — марки $R_{28} = 170$ кг/см².

Надстройки устоя армированы вертикальной и горизонтальной арматурой (фиг. 130).

В отношении устройства опор заслуживают быть отмеченными следующие два обстоятельства:

1. Конструкция устоев в значительной степени определилась стремлением иметь в сопряжении моста с конусами пролетное строение, аналогичное надсводному строению, что несомненно улучшает внешний вид моста. Это в основном достигнуто применением передней и задней надстроек на общем фундаменте устоя.

2. Общий объем кладки устоя (4 392 м³) следует признать небольшим, если учесть значительность размеров устоя в плане (34,34 × 19,20 м).

ГЛАВА III

ДАННЫЕ ПО РАСЧЕТУ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

1. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Для проектирования пролетного строения моста через шлюз № 8 были составлены специальные технические условия. Основные указания этих ТУ приводятся ниже.

Временная нагрузка была задана по схеме H_8 в соответствии с нормами НКПС 1931 г. При расчетах свода и опор временная нагрузка принималась для случая загружения двух путей с коэфициентом 0,90.

Динамические коэфициенты были приняты:

для верхней плиты	1,30
„ балок $l < 20$ м	1,20
„ „ $l > 20$ „	1,10
„ свода	1,00

Ветровая нагрузка принималась равной 125 кг/м² при наличии поезда на мосту и 225 кг/см² при отсутствии поезда.

Тормозная сила — в размере 10% от статической временной нагрузки.

Допускаемые напряжения в арматуре железобетона — 1 250 кг/см².

Допускаемые напряжения в бетоне [1]:

	Марка $R_{28} = 210$ кг/см²	Марка $R_{28} = 250$ кг/см²
Сжатие при изгибе	85 кг/см²	100 кг/см²
Скалывающие напряжения, при которых не требуется хомутов	8	9,5 „
Предельные скалывающие (главные растягивающие) напряжения	19	23

[1] Проектирование свода велось в предположении применения бетона с временным сопротивлением R_{28}=250 кг/см²; в действительности же по требованию НКПС был уложен бетон с временным сопротивлением R_{28}=300 кг/см².

При проверке напряжений на случай совместного действия основных и дополнительных сил допускаемые напряжения на сжатие при изгибе повышались на 37,5%.

2. БАЛКИ НАДСВОДНОГО СТРОЕНИЯ

Расчетный пролет балок — 22,0; балки рассчитаны как свободно лежащие на опорах.

Для середины пролета получены следующие значения:

1) полный изгибающий момент с учетом динамики:

$$M = +\ 1\,630{,}9 \text{ тм};$$

2) напряжение в бетоне:

$$\sigma_б = 41{,}20 < 85 \text{ кг/см}^2:$$

3) напряжение в арматуре (42 ∅ 36 мм):

$$\sigma_a = 1\,222 < 1\,250 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее скалывающее напряжение на опоре балки достигает $13{,}66 < 19{,}0$ кг/см².

Диафрагмы работают при неравномерном прогибе главных балок от одностороннего загружения пролетного строения временной нагрузкой. Наибольшие напряжения возникают в опорных сечениях средних диафрагм, где напряжение в бетоне составляет 28,2 кг/см² и в арматуре — 1 265 кг/см²; скалывающие напряжения в диафрагмах достигают 7,54 кг/см².

3. СВОД

Очертание оси свода выбрано путем повторных попыток как кривая центров тяжести сечений свода.

Усилия от временной нагрузки определены с помощью линий влияния, построение которых произведено обычным методом как для трехшарнирной арки.

Усилия и напряжения от постоянной нагрузки в расчетных сечениях свода указаны в табл. 14.

Таблица 14

Сечения свода / Усилия и напряжения	*I* (пята)	*III*	*V*	*VII*	*IX*	*XI*	*XIII* (замок)
M в тм	260,0	320,0	430,0	−1 315,0	755,0	−209,0	153,0
N в т	2 590,7	2 533,4	2 433,2	2 337,2	2 285,3	2 262,4	2 251,0
$\sigma_б^в$ в кг/см²	62,6	48,8	41,5	16,4	20,7	31,3	47,4
$\sigma_б^н$ в кг/см²	48,4	38,5	32,1	36,4	37,6	40,4	36,4

Как видно из табл. 14, при постоянной нагрузке растягивающие напряжения отсутствуют.

Наибольшие сжимающие напряжения имеют место в сечении *I* и достигают 62,6 кг/см² по верхнему и 48,4 кг/см² по нижнему волокнам.

Суммарные напряжения от постоянной и временной нагрузок по тем же сечениям свода при невыгоднейших установках на положительный и отрицательный моменты приведены в табл. 15.

Таблица 15

Суммарные напряжения \ Сечения свода	I (пята)	III	V	VII	IX	XI	XIII (замок)
При $+M$ $\sigma_б^в$	80,0	80,2	78,6	44,5	57,0	79,8	86,5
При $+M$ $\sigma_б^н$	65,3	27,4	19,7	−8,6	−7,9	−3,3	30,9
При $-M$ $\sigma_б^в$	74,1	75,9	63,8	64,7	71,1	86,4	69,4
При $-M$ $\sigma_б^н$	48,6	26,3	16,2	27,1	22,4	14,6	21,6

Из табл. 15 видно, что наибольшие сжимающие напряжения имеют место по верхним волокнам сечения *XIII* и равны 86,5 кг/см². Надо подчеркнуть, что проектирование свода велось в предположении применения бетона марки $R_{28} = 250$ кг/см²; для этой марки допускаемое напряжение сжатия при изгибе было принято равным 100 кг/см². При сооружении моста марка бетона для свода по требованию НКПС без особых оснований была повышена до $R_{28} = 300$ кг/см².

Наибольшее растягивающее напряжение возникает в сечении *VII* и равно — 8,6 кг/см².

Наибольшее значение скалывающих напряжений не превосходит 6,5 кг/см².

Максимальный расчетный прогиб свода в замке (при $E_б = 210\,000$ кг/см²) образуется из следующих величин:

прогиба от постоянной нагрузки	4,36 см
„ „ временной „	4,17 „
„ „ понижения температуры	2,68 „
„ „ усадки бетона (эквивалентно температуре — 10°С)	2,23 „
„ осадки кружал	6,00 „
	$f = 19{,}44$ см

Расчетный прогиб принят равным 20,0 см.

Нормальная сила в пяте составляет $N = 7\,116{,}0$ т на всю ширину свода, или 1 185,0 т на один шарнир.

Напряжение смятия по линии касания шарниров принято равным $\sigma_{см} = 6\,580$ кг/см² (по формуле Герца). Напряжение в бетоне под опорными частями при размерах площадок передачи давления 100×120 см исчислено в 100 кг/см².

ГЛАВА IV

СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТА [1]

Постройка моста была начата в апреле 1935 г.

Вследствие задержек с утверждением проекта работы в начальной стадии протекали медленно. В частности выемка котлованов устоев продолжалась до июля, и лишь с этого времени работы стали развертываться нарастающими темпами. По плану работ было необ-

[1] Более подробные данные по сооружению моста приведены в статье инж. А. С. Бачелиса в № 6 (31) журн. «Москва—Волгострой» за 1937 г.

ходимо к весне 1936 г. закончить устои моста, устроить подмости и установить кружала; затем в течение мая—июня 1936 г. забетонировать главный пролет, а к 1 августа 1936 г. полностью закончить работы и перевести движение на новую трассу. Запаздывание с переводом движения могло повлечь задержку в окончании других сооружений канала, связанных с расположением железной дороги.

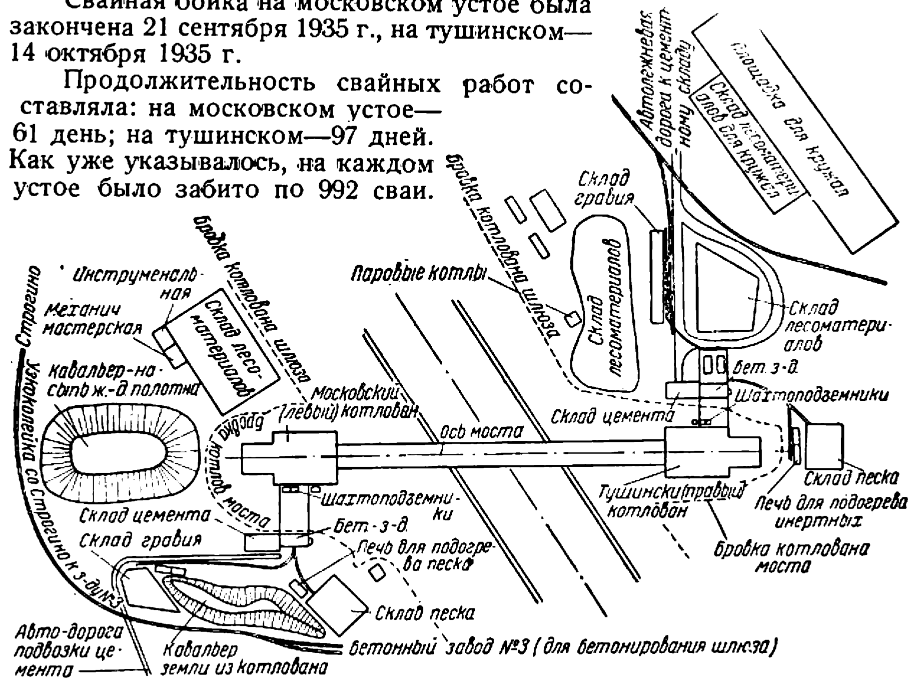
Забивка свай под опоры моста сильно задерживалась на тушинском котловане из-за плотно слежавшихся песков; сваи удавалось забивать на глубину не более 2,5 м. Так как небольшая глубина забивки вызывала сомнения в устойчивости основания на сдвиг, то была произведена попытка с помощью подмыва опустить сваи на большую глубину.

Для выяснения сопротивляемости свай горизонтальным усилиям были подвергнуты испытанию короткие сваи, забитые нормальным способом, и длинные сваи, забитые с помощью подмыва. При горизонтальной нагрузке в 5,0 т наибольшее отклонение короткой сваи (длиной 3,00 м) достигало 14 мм. Свая же, забитая с подмывом на глубину 4,70 м, при той же нагрузке дала отклонение в 26 мм. Таким образом результаты испытания показали нецелесообразность подмыва, вследствие чего и было решено удовлетвориться короткими сваями.

На московском устое забивка свай шла нормально, и в подавляющем большинстве случаев отказы получались при глубинах около 7,0 м.

Свайная бойка на московском устое была закончена 21 сентября 1935 г., на тушинском— 14 октября 1935 г.

Продолжительность свайных работ составляла: на московском устое— 61 день; на тушинском—97 дней. Как уже указывалось, на каждом устое было забито по 992 сваи.



Фиг. 131. План строительной площадки до весны 1936 г.

Бетонные работы по мосту можно разделить на два этапа: первый этап — бетонирование устоев; второй — бетонирование свода и балок. Первый этап бетонных работ продолжался с 26 сентября 1935 г. по 11 апреля 1936 г. За это время было уложено 9 209,8 м³ бетона. План размещения строительной площадки и бетонного хозяйства показан на фиг. 131. В табл. 16 приведены данные, относящиеся к этому периоду.

Таблица 16

Части сооружения	Время бетонирования		Число реальных дней бетонирования	Кубатура в м³
	начало	конец		
Московский устой				
1. Фундамент	26/IX 1935 г.	26/X 1935 г.	15 суток 23 часа	3 503,0
2. Передняя стенка . .	1/XII 1935 г.	24/II 1936 г.	3 " 09 "	207,6
3. Задняя стенка	15/XII 1935 г.	11/IV 1936 г.	14 " 12 "	774,0
Итого . . .	—	—	33 суток 20 час.	4 484,6
Тушинский устой				
1. Фундамент	28/X 1935 г.	6/XII 1935 г.	20 " 19 "	3 743,6
2. Передняя стенка . .	27/XII 1935 г.	8/IV 1936 г.	4 " 14 "	207,6
3. Задняя стенка	18/I 1936 г.	1/IV 1936 г.	10 " 21 "	774,0
Итого . .	—	—	36 суток 6 час.	4 725,2
Всего по обоим устоям	—	—	70 суток 2 часа	9 209,8

Бетонирование устоев обслуживали два бетонных завода (по одному у каждого устоя). На каждом заводе работало по две бетономешалки системы Рансом по 1 000 л. Непосредственно у заводов находились склады инертных и цементные сараи.

Состав бетона подбирался в центральной бетонной лаборатории строительства канала Москва — Волга. Данные о составах бетона, уложенного в устои, приведены в табл. 17.

Таблица 17

Части устоев	Марка бетона R_{28}	$\frac{W}{C}$	Осадка конуса в см	На 1 м³ бетона				Примечание
				цемента в кг	воды в л	песка в кг	гравия в кг	
Фундаменты	130—170	0,56	0—1	250	140	758	1 259	Укладка с вибрированием
Подпятные части . . .	250	0,45	12	410	185	648	1 083	Ручная укладка
Передняя и задняя стенки	170	0,48	10	375	180	670	1 110	

Контроль над бетонными работами как на заводе, так и при укладке его в блоки осуществлялся техническим персоналом сооружения и лаборантами полевой бетонной лаборатории.

До ноября 1935 г. бетонные работы протекали при нормальной температуре воздуха. В средних числах ноября, когда температура упала от нуля до —15°, перешли на бетонирование в зимних условиях с подогревом воды и инертных. Бетонирование производилось в тепляках, обогреваемых временными печами.

Наинизшая среднесуточная температура наружного воздуха при бетонных работах достигала — 21°.

Одновременно с бетонированием устоев в конце декабря 1935 г. были начаты устройство подмостей под кружала свода и заготовка самих кружал.

Кружальная площадка была расположена на тушинской стороне и представляла собой открытый сплошной дощатый настил с размерами в плане 130 × 20 м.

Сооружение подмостей под кружала заняло два месяца, после чего немедленно начали установку кружал и провели ее в сравнительно короткий срок, так что к 7 марта 1936 г. установка кружал была закончена.

Кружала жесткой подкосной системы опирались на подмости, основанные в пределах шлюза на лежнях, уложенных по днищу шлюза.

В поперечном сечении кружала имели 8 систем, расположенных с таким расчетом, чтобы нагрузка от бетонируемых сводов передавалась на них равномерно. Раскружаливающие приспособления были устроены в виде песочных цилиндров.

Конструкция подмостей для бетонирования балок над сводом, принятая в первоначальном проекте, представляла собой обычную стоечную систему, опирающуюся на свод. Но в процессе работ для сокращения срока постройки пришлось прибегнуть к конструкции, позволявшей бетонировать балки независимо от окончания бетонирования свода, что и было достигнуто применением подмостей ригельно-подкосной системы, образованных вне связи со сводом.

Арматура заготовлялась на арматурном дворе, откуда в окончательно готовом виде ее переносили к месту установки. Это было вызвано стремлением избежать сварки стыков в опалубке. Следует отметить, что такой порядок полностью себя оправдал, и даже стержни для свода длиной в 60 м переносились таким же способом.

Для стыков арматуры была применена контактная электросварка по методу «оплавления» с помощью стыковых аппаратов типа АСН-25.

Качество сварки контролировалось на арматурном дворе и образцы сваренной арматуры подвергались испытанию на разрыв в лаборатории. В подавляющем большинстве случаев разрыв происходил по целому месту. В исключительных случаях при разрыве по стыку временное сопротивление было ниже требуемого по ТУ для железа марки Ст. 3.

В плане работ намечено было забетонировать сначала основные клинья нижней плиты свода, а затем, основываясь на этом блоке бетона, вывести опалубку вертикальных стенок и верхней плиты. Однако заминка в получении цемента требуемой для свода марки задержала начало бетонирования свода.

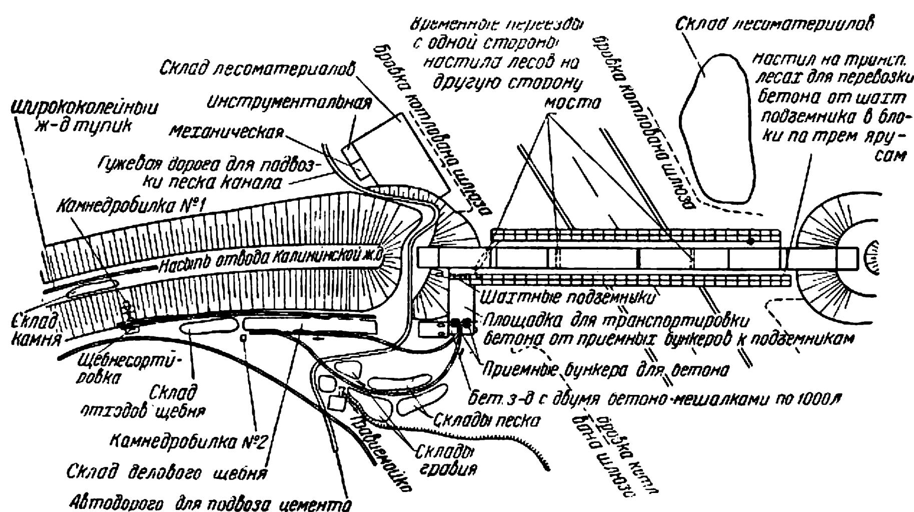
Чтобы избежать возможного (в связи с этой задержкой) срыва конечного срока постройки, решено было перестроить план работ и, изменив несколько конструкцию опалубки, возвести ее полностью для всего свода. Благодаря этому вынужденный простой в работах был ликвидирован.

Организация бетонных работ на пролетном строении была несколько видоизменена по сравнению с принятой при бетонировании устоев (фиг. 132).

От второго бетонного завода по правой стороне решено было отказаться, сосредоточив все хозяйство на левом берегу. Здесь были установлены две камнедробилки Акмэ мощностью по 10 $м^3$/час для дробления специально завезенного карельского гранита.

На площадке перед бетонным заводом было уложено кольцо узкоколейной железной дороги, проходящее мимо складов с инерт-

ными. По этому кольцу циркулировали 6 дозировочных деревянных вагончиков; в каждом из них имелись точно выверенные отделения для всех видов инертных, заполнявшиеся у соответствующих складов, примыкавших к кольцу. По заполнении всеми инертными вагончик вкатывался в бетонный завод и устанавливался над бункером бето-



Фиг. 132. План строительной площадки с весны 1936 г.

номешалки. Разгрузка вагончика производилась автоматически, путем освобождения тормоза рычага; днища отделений открывались и инертные выгружались непосредственно в бункер. Объем вагончиков был рассчитан на один замес 1 000-л бетономешалки.

Данные о составе уложенного бетона для балок и свода приведены в табл. 18.

Таблица 18

Элементы сооружения	Марка бетона R_{28}	$\frac{W}{C}$	Осадка конуса в см	На 1 м³ бетона: цемента в кг	воды в л	песка в кг	гравия в кг	щебня в кг
Балки	210	0,53	15—18	340	180	710	458	675
Свод (нижняя плита)	300	0,46	15—18	400	184	678	440	658
Свод (вертикальные стенки и верхняя плита)	300	0,44	15—18	420	185	670	438	658

Песок и гравий в бетоне балок и свода были те же, что и в бетоне устоев. Применялся кроме того и щебень, получаемый путем раздробления карельского гранита.

Добавка гравия к щебню дала возможность получить бетон большей пластичности без увеличения количества воды.

Смесь гравия со щебнем в принятой пропорции (40% + 60%) характеризуется следующими данными: объемный вес — 1,44 т/м³; удельный вес — 2,65; объем пустот — 45,4%; модуль крупности — 7,5.

Бетонирование свода велось двумя кольцами: сначала бетонировались основные клинья нижней плиты, а затем — вертикальной стенки

и верхней плиты. Замыкающие клинья бетонировались по всей высоте сечения свода.

Строительный подъем свода был намечен по проекту в 20 см с очертанием по прямой линии. При производстве работ строительный подъем был увеличен до 25 см и выполнен по дуге круга.

Когда основные клинья нижней плиты свода были забетонированы, то оказалось, что подмости в четверти пролета свода осели. Осадка была вызвана усиленной односторонней засыпкой пазух шлюза. Работы по засыпке были прекращены и часть земли удалили. Искривление очертания свода, вызванное этой осадкой, было выправлено путем опускания песочниц. При этом строительный подъем уменьшился до 20 см и получил очертание по прямой линии (соответственно первоначальным проектным предположениям).

Дальнейшее бетонирование свода протекало в нормальных условиях.

В связи с осадкой подмостей намеченный порядок бетонирования был несколько видоизменен. Чтобы предотвратить возможность дальнейшей осадки в четверти пролета свода, решено было искусственно «подпружинить» эту часть, создавая изменением порядка бетонирования некоторый подъем кружал в четверти пролета. Это было достигнуто тем, что клинья в четверти свода были забетонированы в последнюю очередь.

Наблюдение за осадкой кружал во время бетонирования показало, что она не превышала 2,5 см.

Бетонирование свода продолжалось с 9 мая до 21 июня 1936 г.

Таблица 19

Часть сооружения, из которой взяты образцы	$\frac{W}{C}$	Осадка конуса в см	Активность цемента в кг/см²	R_7 в кг/см²	R_{28} в кг/см²	R_n на день испытания моста в кг/см²	R_{28} по проекту
1	2	3	4	5	6	7	8
Балки над сводом с тушинской стороны	0,56	14—17	526	169,6	274,5	—	210
То же с московской стороны	0,56	15—17	526	181,1	259,4	R_{31} = 335,7	210
Нижняя плита свода, клинья в пяте	0,47	16—18	346	—	310	—	300
То же, клинья в замке	0,47	16—18	346	220,5	328,5	R_{75} = 488,7	300
„ „ *2—2*	0,47	16—18	346	179,5	342	R_{45} = 365,7	300
„ „ *3—3*	0,47	16—18	346	202	268	R_{70} = 380,0	300
„ „ *4—4*	0,47	16—18	355,8	200	292	R_{47} = 443,2	300
„ „ *5—5*	0,47	16—18	355,8	200	287,5	R_{45} = 421,0	300
„ „ *6—6*	0,47	16—18	359	222	313	R_{75} = 360,3	300
Верхняя плита, клинья в замке	0,44	15—18	508—526	249,1	—	R_{45} = 368,7	300
То же, клинья в пяте	0,44	15—18	359	239,4	—	R_{51} = 381,0	300
„	0,44	15—18	508	—	—	R_{45} = 406	300
„ клинья *2—2*	0,44	15—18	359	217	336,2	R_{40} = 388,2	300
„ „ *3—3*	0,44	15—18	526	—	—	R_{45} = 343,5	300
„ „ *4—4*	0,44	15—18	359	—	—	R_{45} = 364,4	300
„ „ *5—5*	0,44	15—18	359	210	366	R_{49} = 355,3	300
„ „ *6—6*	0,44	15—18	359	313	344,5	—	300
То же, клинья в *6—6*	0,44	15—18	508	—	—	R_{40} = 420	300
Замыкающие клинья *7* к пятам	0,44	15—18	526	247,5	—	—	300
То же, *7* к замку	0,44	15—18	526	—	—	R_{37} = 359,3	300
„ *8* „ пятам	0,44	15—18	526	250	340	—	300
„ *8* „ замку	0,44	15—18	526	—	—	R_{35} = 430	300
„ *9* „ пятам	0,44	15—18	526	288,7	409,5	—	300
„ *9* „ замку	0,44	15—18	526	—	—	R_{42} = 386	300
Балка на московском устое	0,58	14—17	359	164,5	337	—	210
„ „ тушинском „	0,60	15—17	378	192	—	R_{60} = 341,5	210

За этот период помимо бетонирования были произведены следующие работы: установлены верхняя часть опалубки вертикальных стенок и опалубка верхней плиты, выполнено армирование этих частей свода и установлены шарниры свода.

Бетонные работы заняли 13 суток и 22 часа. За это время было уложено 1 795 $м^3$ бетона.

Балки над сводом, покоившиеся на самостоятельных подмостях, были забетонированы с 18 по 20 июня. Балки с тушинской стороны были забетонированы за 24 часа, а с московской — за 19 час.

Во время бетонирования пролетного строения был особенно усилен контроль над качеством бетонных работ. Это выразилось в усилении технического надзора (в каждую смену по два прораба и по два лаборанта) и в более частой проверке основных характеристик укладываемого бетона.

Данные о результатах испытания контрольных кубиков приведены в табл. 19.

Бетонные работы на мосту были закончены 21 июня 1936 г. С 26 сентября 1935 г. по 21 июня 1936 г. было уложено 11 869 $м^3$.

Отсыпка конусов была произведена в два приема: первая часть (примерно на половину высоты устоя) отсыпана в мае, вторая же часть (до полной высоты устоя) была начата за несколько дней до раскружаливания свода и закончена 20 июля 1936 г.

ГЛАВА V

РАСКРУЖАЛИВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ МОСТА

Через 28 дней после окончания бетонирования свода было произведено его раскружаливание с помощью установленных в кружалах песочниц.

Опускание кружал было начато с замка и постепенно распространялось на весь пролет. Полная продолжительность раскружаливания — 14 час.

Ввиду особой ответственности работ по раскружаливанию темп опускания кружал был принят весьма медленный. При этом перед каждой последующей операцией по выпусканию заданной дозы песка производились наблюдения за происшедшими вертикальными осадками свода, раздвижкой опор и осадкой устоев. К очередному опусканию песочниц приступали лишь тогда, когда не оставалось ни малейшего сомнения, что раскружаливание проходит нормально.

Осадка свода от постоянной нагрузки при его раскружаливании составила 3,78 см, в проекте же предусматривалась осадка в 4,36 см.

Наибольшая раздвижка опор достигала 5,25 мм. Из этой величины на долю правого устоя приходится 3,25 мм, а на долю левого устоя — 2,00 мм.

Через неделю после раскружаливания свода были раскружалены балки над сводом. Прогиб балок при раскружаливании был настолько мал, что его не удалось замерить нивелиром.

Окончательный прогиб в замке свода от постоянной нагрузки составлял 7,8 см. Таким образом принятый строительный подъем (20 см) оказался вполне достаточным.

С 21 по 23 июля 1936 г. мостоиспытательная станция Научно-исследовательского института пути и строительства НКПС производила статическое и динамическое испытания моста.

Испытательная нагрузка для статических испытаний состояла из четырех одинаковых поездов: каждый — с паровозами серии Э во главе с тремя большегрузными платформами, нагруженными камнем

(на каждом пути устанавливали два таких поезда, паровозы которых были придвинуты вплотную друг к другу).

Результаты статических испытаний показали следующее:

1. Наибольшие значения вертикальных прогибов ключа свода:

для правой стороны . . . . 17,93 мм
" левой " . . . . 17,80 "

Упругие прогибы ключа свода:

для правой стороны . . . . 17,93—2,20=15,73 мм
" левой " . . . . 17,80—2,06=15,74 "

Совпадение результатов указывает на согласную работу обеих сторон свода.

Расчетное значение прогиба от испытательной нагрузки, вычисленное по инфлюэнтной линии прогиба при $E_б = 210\,000$ кг см², равно $f = 24{,}1$ мм, т. е. больше фактически измеренного значения.

2. Упругие прогибы полуарок в местах опирания на них надсводных балок:

1) в месте опирания московской балки.
для правой стороны 1,60—1,11=0,49 *мм* } в среднем
" левой " 1,37—0,88=0,49 " } 0,49 *мм*
2) в месте опирания тушинской балки:
для правой стороны 1,37—0,68=0,69 *мм* } в среднем
" левой " 1,39—0,73=0,66 " } 0,68 *мм*

Значения прогибов для правой и левой сторон совпадают, что еще раз подтверждает согласную работу обеих сторон свода.

3. Наибольший упругий прогиб надсводных балок наблюдался для левой стороны московской балки и составлял 1,99 — 0,57 = = 1,42 мм.

Расчетный прогиб от испытательной нагрузки, равный f=1,50 мм оказался больше замеренного значения.

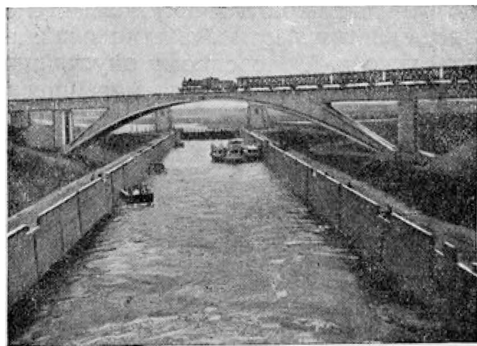
4. Наибольший измеренный упругий прогиб балки над устоем составлял 1,0 мм и был менее расчетного (f = 1,50 мм).

Динамические испытания проводились поездом, составленным из двух паровозов серии Э с тендерами и двух груженых платформ.

Результаты динамических испытаний показали следующее:

1. Наибольшая величина динамического прогиба ключа свода при загружении обоих путей составляла 16,5 мм, а при загружении одного пути— 9,34 мм.

2. Динамический коэфициент для прогиба ключа свода получился равным 1,00, а для прогиба в четверти пролета — несколько превышающим единицу (при одном из заездов — 1,15).



Фиг. 133. Общий вид моста через шлюз № 8.

3. Поперечные колебания свода в замке достигали наибольших амплитуд до 5,55 мм при скорости движения поезда, равной 34—35 км/час.

По окончании приемки моста и всего отвода Калининской ж. д. 4 августа 1936 г. было открыто регулярное движение поездов по мосту. В период постройки и эксплоатации моста велись наблюдения за осадкой опор. По данным этих наблюдений величины осадок от момента раскружаливания свода моста, т. е. от 15 июня

1936 г. до 9 января 1937 г., оказались следующими: по московскому устою — 12 мм, по тушинскому устою — 32 мм, причем наибольшие осадки произошли во время отсыпки конусов. Основные осадки произошли за июнь-июль месяцы. С первых чисел августа (с момента нормальной эксплоатации моста) дальнейшее нарастание осадок прекратилось. Последующие наблюдения в течение 6 месяцев (до января 1937 г.) показали полное отсутствие дальнейших осадок [1].

Общий вид моста показан на рис. 133.

Мост через восьмой шлюз был вторым по срокам возведения из числа больших железобетонных мостов, построенных через канал. Этот мост является выдающимся и замечательным по величине пролета и оригинальности конструкции сооружением.

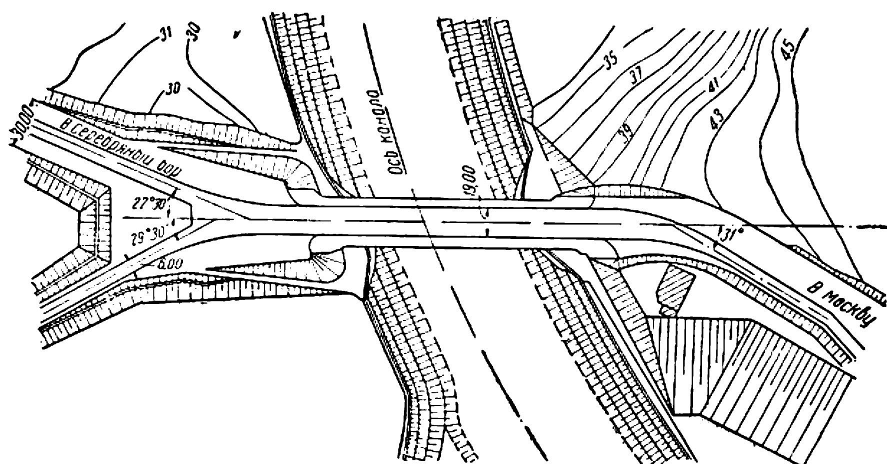
В. ХОРОШЕВСКИЙ ГОРОДСКОЙ МОСТ

ГЛАВА I

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕСТА ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

Ввиду того что спрямлением Москва-реки [2] Хорошевский Серебряный бор был отрезан от территории Москвы, необходимо было построить через это спрямление мост и произвести соответствующую реконструкцию Хорошевского шоссе. Обязательным условием



Фиг. 134. Подходы к Хорошевскому мосту.

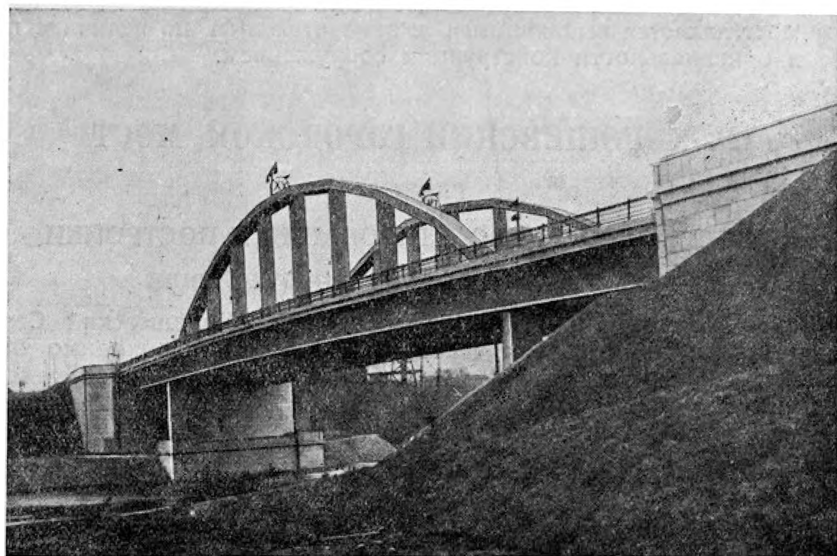
проектирования являлось выполнение требований городской планировки, в частности планировки подходов к мосту. В связи с этим мост запроектирован в плане косым (угол косины 67°02′) и перекрывает помимо канала также и расположенные вдоль канала городские набережные; отметка ездового полотна определилась из требования подмостового габарита, конструкции пролетного строения и требований планировки (фиг. 134). Средний пролет моста (100,80 м) перекрывает канал полностью (фиг. 22), удовлетворяя условиям подмостового габарита, так как низ пролетного строения возвышается на 14 м над уров-

[1] См. статью инж. Бачелис А. С. «Осадка опор арочного железобетонного моста пролетом 120 м», «Строительная промышленность» № 1, 1940 г.

[2] Между шлюзами № 8 и 9.

нем судоходного горизонта. Боковые пролеты, перекрывающие набережные, имеют по 23,75 м. Таким образом общая длина моста составляет: 23,75 + 100,80 + 23,75 = 148,30 м. На фиг. 135 представлен общий вид Хорошевского моста.

Мост рассчитан на пропуск двух трамвайных путей и четырех потоков автомобилей, что потребовало назначения ширины ездового полотна в 19,0 м; ширина тротуаров по 3,0 м в пределах главного пролета и по 5,25 м в пределах береговых пролетов.



Фиг. 135. Общий вид Хорошевского моста.

Геологическая разведка, произведенная в месте расположения моста, обнаружила следующие напластования грунтов: непосредственно под культурным слоем (толщиной 0,40 м) на глубину до 13,0 м залегают четвертичные отложения, состоящие в верхней части из слоя суглинка с включением гальки и мощного слоя глинистого песка, а в нижней части — из супеси серого цвета, переходящей со стороны Серебряного бора в иловатую глину и песчаные прослойки. Ниже четвертичных отложений находятся коренные отложения, состоящие в верхней части из мощного слоя пластичной глины темносерого цвета, а в нижней — из слоя мергелистой глины и слоя известняка.

2. ВЫБОР ТИПА МОСТА

Проектное задание для Хорошевского моста было разработано в четырех вариантах: два из них — железобетонные решения; другие два — стальные мосты (фиг. 136).

Железобетонный мост по первому варианту был запроектирован трехпролетным, средний пролет — в виде гибких арок с балкой жесткости (затяжкой), езда — понизу.

Арки — сплошного сечения 0,860 × 2,172 м с расстоянием между осями 21,50 м; между арками не имеется связей. Балки жесткости — коробчатые, пустотелые, целиком расположенные под проезжей частью; высота их — 3,0 м.

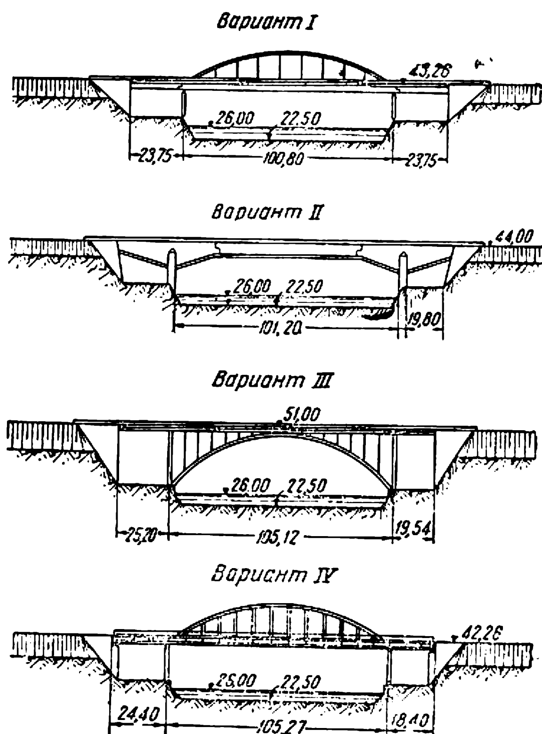
Главный пролет разбит на 9 панелей одинаковой длины. Опорными частями главного пролета являются четыре качающиеся стой-

ки, высота которых — 8,30 м, а наибольшее сечение — 1,30×2,40 м; стойки опираются на быки.

Береговые пролеты перекрыты простыми пустотелыми балками коробчатого сечения, имеющими то же расстояние между осями, что и у балок жесткости главного пролета, и опирающимися с одной стороны на устои, с другой — на консоли балок жесткости. Опорные части береговых пролетных строений устроены следующим образом: неподвижная опора имеется на одном из устоев; береговые пролеты соединяются с главным пролетом продольно-неподвижными шарнирами; продольная подвижность трех соединенных пролетных строений обеспечивается качающимися стойками под главным пролетным строением и качающимися валками берегового пролета на втором устое (см. в гл. II, подраздел 3 «Опорные части»).

Все опоры моста основаны на деревянных сваях.

Во втором варианте дано решение железобетонного моста с ездой поверху. Береговые пролеты (по 25,4 м) здесь перекрыты балками, имеющими консоль, вынесенную на 17,0 м в средний пролет. В среднем пролете на консоли опирается подвесная балка пролетом 70,4 м. Величина среднего пролета в свету составляет 101,2 м. Для уравновешивания всей системы балкам береговых пролетов придана дополнительная загрузка в виде противовесов.



Фиг. 136. Варианты Хорошевского моста.

Третий вариант — металлический мост с ездой поверху; среднее пролетное строение — в виде двухшарнирной арки.

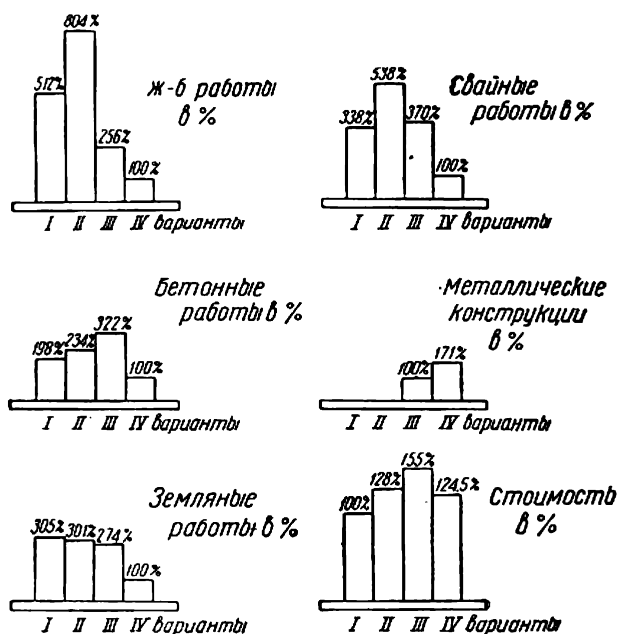
В четвертом варианте запроектирован тоже металлический мост, но по схеме, имеющей сходство со схемой первого варианта.

На выбор варианта повлияли следующие соображения: а) срок сооружения моста был слишком мал для того, чтобы можно было успеть реализовать заказ на изготовление металлических конструкций; б) стоимость по первому варианту (железобетонному) оказалась ниже, чем по трем остальным, причем разница составляла 25—55% (фиг. 137). Эти два обстоятельства определили выбор железобетонного моста по первому варианту.

Однако против этого решения имелись и возражения. Существует широко распространенное мнение, что по архитектурным соображениям мосты с ездой понизу малоприемлемы или даже вообще недопустимы в городских условиях. Прежние мостовые конструкции с ездой понизу во многих случаях действительно оправдывали такое мнение. Однако современная техника позволяет осуществлять и мосты с ездой понизу, достаточно хорошо удовлетворяющие эстетическим требованиям. В частности предложенная по первому ва-

рианту схема моста обеспечивала достаточно большой световой простор как над проезжей частью моста, так и в пределах всего подмостового габарита, от одного устоя до другого. Достигалось это тем, что вверх от проезжей части было вынесено лишь незначительное количество материала: арки малого сечения, не имеющие между собой связей, и тонкие подвески, расположенные на больших расстояниях друг от друга.

Ниже проезжей части в городских мостах обычно применяется полное отделение береговых пролетов от среднего путем устройства



Фиг. 137. Сравнительная диаграмма по четырем вариантам Хорошевского моста.

сплошных, массивных опор, поддерживающих средний пролет. Такое решение нарушает всю перспективу по реке вдоль набережных и превращает береговые пролеты широких городских мостов в подобие туннелей[1].

В схеме первого варианта применено оригинальное решение: установка пролетного строения на железобетонные опорные части, представляющие собой четыре отдельные качающиеся стойки высотой 8,30 м.

По указанным выше соображениям Строительством канала был принят и осуществлен мост по первому варианту.

Хорошевский мост был третьим, принятым к постройке из числа больших железобетонных мостов, возведенных при сооружении канала Москва—Волга. Этот мост явился замечательным завершением в деле сооружения железобетонных мостов, предпринятых Строительством канала Москва—Волга.

[1] В том числе и в новых мостах через Москва-реку в границах Москвы.

ГЛАВА II

КОНСТРУКЦИЯ МОСТА

I. ГЛАВНОЕ ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ

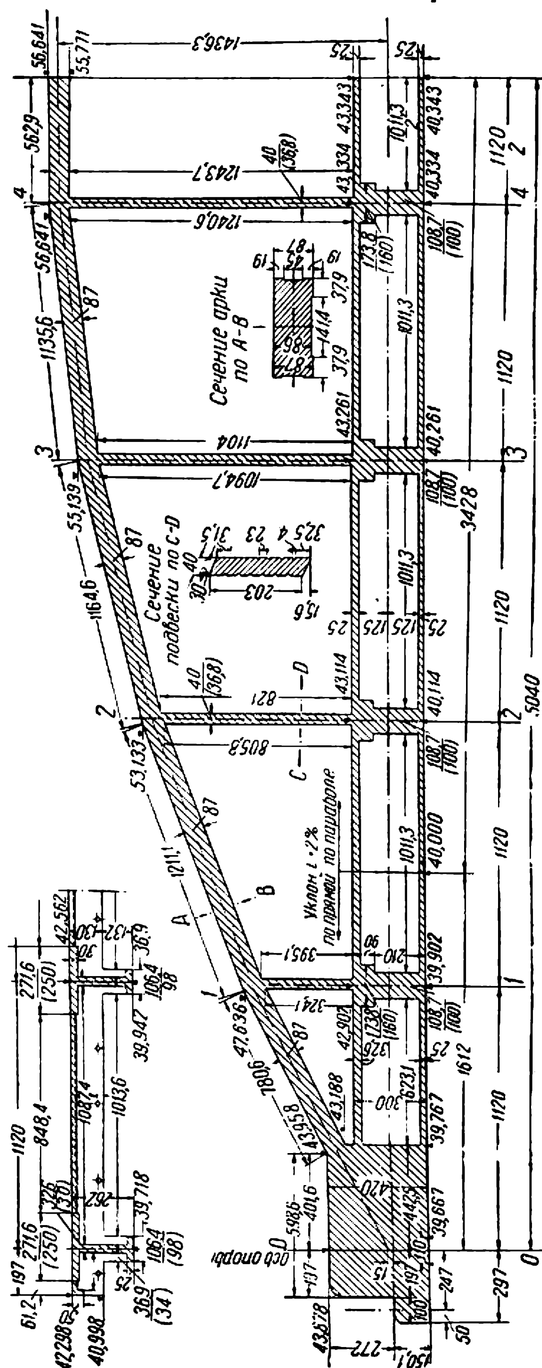
а) Арка, подвески, балка жесткости

Средний пролет Хорошевского моста поддерживается двумя главными фермами, представляющими соединение гибкой арки с жесткой затяжкой (балкой жесткости). Расстояние между осями главных ферм (ширина моста) составляет 21,50 м, а по направлению оси поперечной балки (по косине) — 23,35 м. Расчетный пролет равен $l = 100{,}8$ м; расчетная стрела арок равна $f = 14{,}222$ м ($f:l = 1:7{,}1$).

Длина панели — 11,20 м, вынос консолей балок жесткости в береговые пролеты — 2,47 м (фиг. 138).

Очертание арки принято по ломаной линии. Сечение арки постоянно по всей длине пролета и равно 0,870 × 2,172 м, если считать ширину арки параллельно косине моста. Вследствие общей косины моста в 67°02′ арки расположены в смещенном одна по отношению к другой положении и кроме того сами по себе также являются косыми [1].

Затяжки (балки жесткости) коробчатого сечения высотой 3,00 м; коробчатое сечение образовано двумя горизонтальными и двумя вертикальными плитами, имеющими толщину по 0,25 м; размеры пустотного прое-

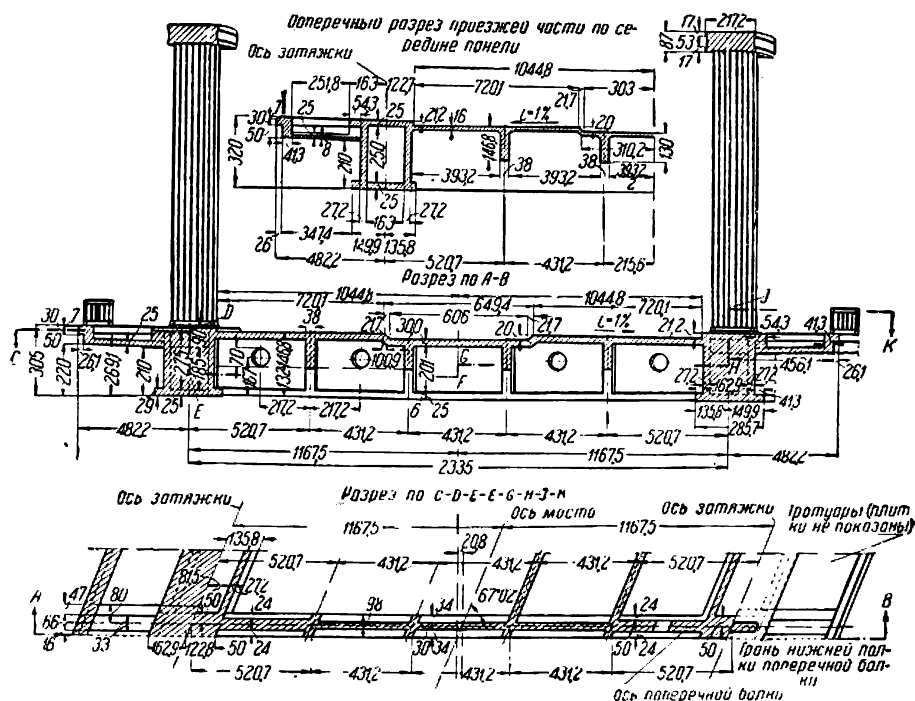


Фиг. 138. Продольный разрез по арке и балке жесткости.

Примечание. Размеры на чертеже показаны так: 1) без скобок — по направлению, параллельному продольной оси моста; 2) в скобках — по направлению, перпендикулярному оси поперечной балки.

[1] В направлении, перпендикулярном к плоскости главной фермы, ширина арки равна 2,00 м.

ма в сечении балки — 2,50 × 1,50 м (фиг. 139)[1]. В местах пересечения с подвесками арок балкам жесткости приданы диафрагмы толщиной 1,00 м. Ось затяжки на протяжении 16,12 м от качающихся стоек имеет 2%-ный уклон; в средней части главного пролета на протяжении 68,56 м встречные уклоны сопряжены параболой; таким образом к середине пролета балки жесткости



Фиг. 139. Поперечный разрез среднего пролетного строения параллельно оси поперечной балки.

Примечание. На чертеже показаны размеры по косому направлению, параллельному оси поперечной балки.

имеют подъем в 0,66 м. В опорном сечении № 0—0 (над качающейся стойкой) ось арки расположена на 0,15 м выше оси балки жесткости (фиг. 138); точки пересечения оси арки с осями подвесок получены из условия их расположения на параболе:

$$y = \frac{4 \cdot 14{,}40}{100{,}8^2} \cdot x \left(100{,}8 - x\right),$$

считая от криволинейной оси затяжки.

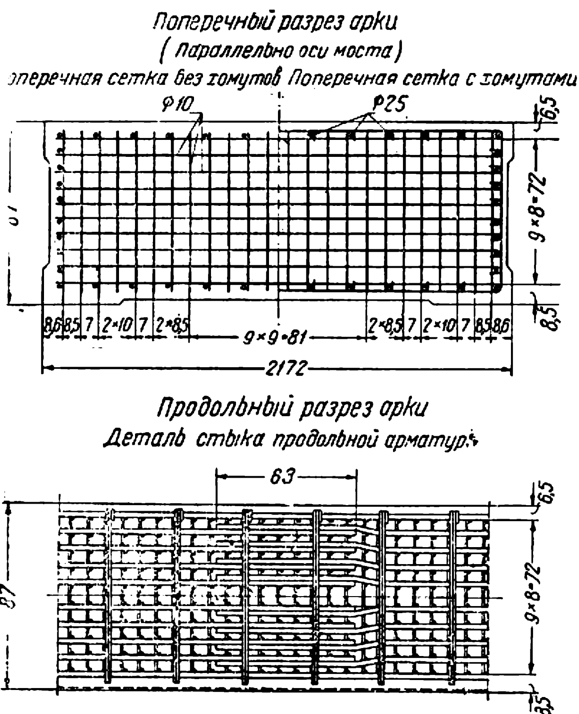
В пределах опорного узла затяжка имеет сплошное сечение. Высота опорного узла — 4,20 м.

Подвески, соединяющие арку с затяжкой, представляют собой железобетонные элементы с гибкой арматурой и имеют сечение в виде параллелограма (фиг. 138). Толщина подвесок — всего 0,368 м при ширине 2,030 м. Подвески, будучи жестко связаны с поперечными балками, образуют в поперечном (косом) направлении полурамы, жесткость которых обеспечивает боковую устойчивость арок.

[1] Горизонтальные размеры затяжки (балки жесткости) даны в направлении, перпендикулярном к плоскости главной фермы (см. примечание на фиг. 139).

Арматуру арок (фиг. 140 и 141) составляют: 1) продольные стержни $d=25$ мм, уложенные в один ряд по периметру сечения, и 2) система поперечных сеток из прутьев $d=10$ мм; расстояние между сетками в арке — 80 мм (за исключением последней — к опорному узлу — панели, где это расстояние уменьшено до 70 мм); каждая четвертая сетка крючками своих стержней захватывает продольные стержни арки; в этой же плоскости расположены хомуты, охватывающие продольную арматуру.

Все продольные стержни арки стыкуются в пределах каждой панели с расположением стыков всех стержней в одном сечении. Места расположения стыков находятся примерно в четвертях панелей, вследствие чего стержни, переходя через узел, образуют перегиб, соответствующий ломаному очертанию арки. Стык стержней образуется простым запуском на 0,63 м; конец каждого стыкуемого стержня снабжен отгибом под прямым углом на длину 30 мм.



Фиг. 140. Разрезы арки.

Продольная арматура балок жесткости (фиг. 141) состоит из стержней $d=38$ мм. В горизонтальных полках стержни расположены попарно. Часть стержней идет непрерывно по всей длине балки. К ним добавлены стержни, идущие понизу балки жесткости в пределах средних панелей и по верху балки в пределах концевых панелей. Вследствие недостатка места дополнительные стержни, оканчивающиеся в пределах верхней и нижней плит балок жесткости, снабжены отдельными приваренными крюками, которые располагаются в междурядовых промежутках арматуры.

Балки жесткости армированы также вертикальными и наклонными хомутами. Все хомуты в горизонтальных полках балок жесткости имеют диаметр 8 мм и шаг 145 мм. В боковых стенках балок жесткости вертикальные хомуты расположены снаружи от основной горизонтальной арматуры, диаметр их — 10 мм, а шаг — 290 мм.

Особое значение имеют наклонные хомуты. Каждая вертикальная стенка балки жесткости армирована двумя системами наклонных, взаимнс перекрещивающихся хомутов. В обеих системах наклонные хомуты меняют свой диаметр в зависимости от номера панели балки жесткости (фиг. 141), а именно:

1) хомуты, восходящие к середине пролета, имеют следующий диаметр:

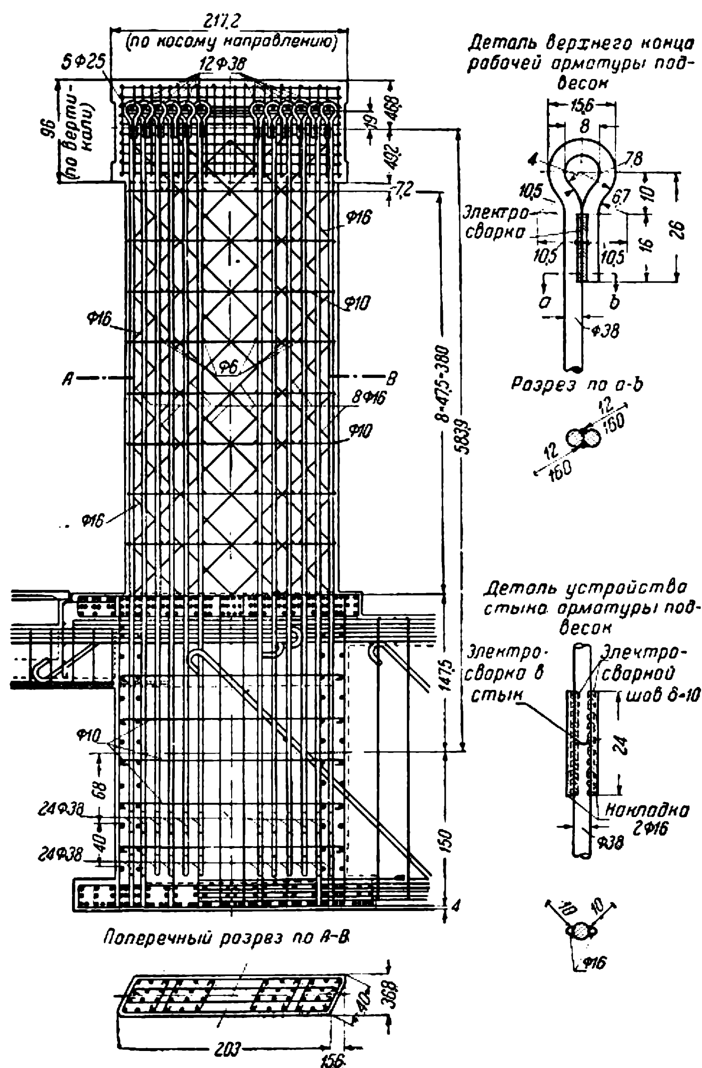
в панелях *0—1, 1—2, 2—3, 6—7, 7—8, 8—9*	8 мм
„ „ *3—4, 5—6*	10 „
„ *4—5*	12 „

2) хомуты, нисходящие к середине пролета, имеют следующий диаметр:

в панелях 0—1, 8—9 . . . . 16 мм
во всех остальных панелях . . . . 12 „

Все хомуты в балках жесткости поставлены параллельно косине моста.

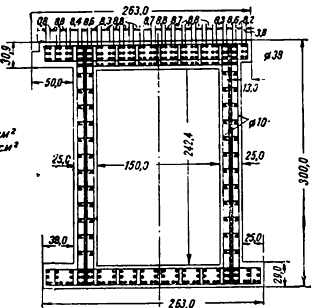
Основная арматура подвесок (фиг. 142) состоит из стержней $d=38$ мм. В подвесках имеются горизонтальные хомуты $d=10$ мм,

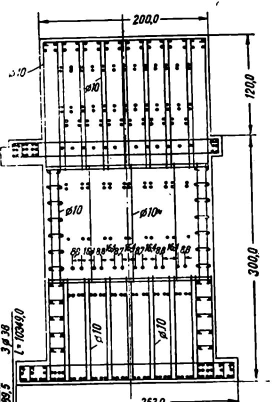


Фиг. 142. Подвески № 1 и 8.

поставленные на расстоянии 475 мм друг от друга. Кроме того в подвесках устроены две системы наклонных (под углом 45°) перекрещивающихся хомутов $d=16$ м.

Нижними своими концами основные стержни подвески заделаны в диафрагму затяжки — почти на всю ее высоту; стержни сохраняют свое вертикальное положение и оканчиваются крюками, внутренний диаметр которых равен 3,5 d стержня. Верхними концами





Материал:

Бетон: { в арках и подвесках; в проезжей части и затяжках

Арматура

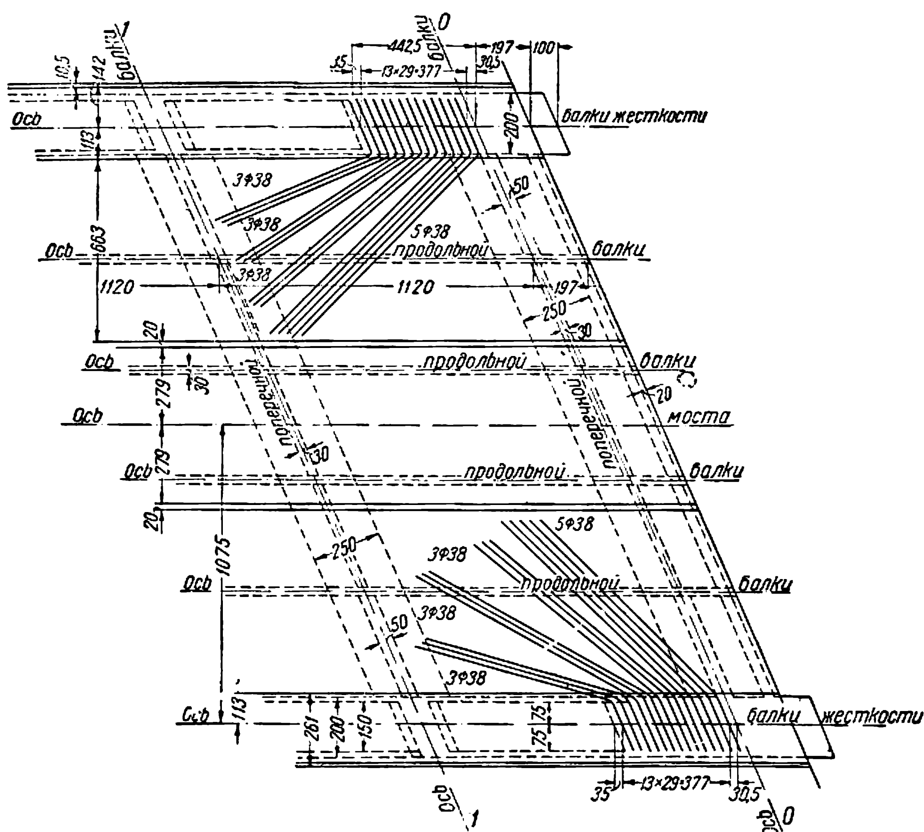
R_{28} = 350 кг/см²
R_{28} = 300 кг/см²
Ст 3

Показаны: 1) центр крюка и конец стержня,
2) длина без приваренного крюка

Фиг. 141. Арматура главной фермы в примыкании к опорному узлу

стержни подвесок заделаны в арку в виде петель, указанных на детали фиг. 142; в петли продеты идущие вдоль пролета отрезки арматуры (фиг. 141), под которыми в свою очередь установлены отрезки стержней, располагаемые на всю ширину арки.

Опорный узел является одной из наиболее центральных частей данной конструкции. Армирование его выполнено следующим образом. Вся продольная арматура балки жесткости введена (фиг. 141) в опорный узел, причем максимально возможное число стержней, идущих из горизонтальных полок балки, отогнуто в пределах опорного узла под углом 45°. В дополнение к этим отогнутым стержням поставлены наклонные стержни с таким расчетом, чтобы количество



Фиг. 143. Арматура, сопрягающая опорные узлы с плитой проезжей части.

всех стержней было достаточным для полного восприятия ими главных напряжений, срезывающих сил распора и опорного давления.

Верхняя арматура балок жесткости в пределах панели 0—1 усилена дополнительным рядом (см. поперечное сечение балки А—В на фиг. 141) с таким расчетом, чтобы одна эта верхняя арматура могла (при расчетных напряжениях 1 500 кг/см²) воспринять полностью весь распор арки.

В работу балок жесткости вовлекается также и плита проезжей части.

В целях борьбы с появлением трещин в плите проезжей части у опорных узлов в ней поставлена специальная горизонтальная арматура, сопрягающая плиту с опорными узлами и имеющая назначением распределить растягивающие усилия на возможно большую площадь плиты (фиг. 143).

Для бетона арок принята марка $R_{28} = 350$ кг/см², для подвесок и балок жесткости — марка $R_{28} = 300$ кг/см². Арматура — из стали марки Ст. 3.

б) Проезжая часть и тротуары

Балочная клетка проезжей части состоит из поперечных балок, расположенных на расстоянии 11,20 м друг от друга, и четырех продольных балок, расстояние между осями которых равно 4,312 м (фиг. 139).

В плите проезжей части, по середине ездового полотна, образовано углубление, обеспечивающее возможность укладки трамвайных путей; в боковых частях плите придан 1%-ный поперечный уклон. Толщина плиты — 16 см, что является небольшой величиной для пролета плиты, равного 4,312 м. Непосредственно на плите расположена изоляция (два слоя рубероида, три слоя гудрона), покрытая защитным слоем смазки по металлической сетке; общая толщина слоя изоляции и смазки — 30 мм. Сверху уложен слой асфальтобетона толщиной 50 мм.

Высота средних продольных балок — 1,30 м, крайних — 1,47 м; ширина ребра — 0,35 (без учета косины). Рабочая арматура — из стали $d = 25$ мм.

Поперечные балки располагаются под углом 67°02′ к оси моста; расчетный пролет их — 23,35 м. Балки — двутаврового сечения (фиг. 138), верхняя полка которого образована утолщением плиты до 0 30 м на участке шириной 2,50 м; ширина нижней полки равна 0,98 м при толщине 0,25 м. Толщина вертикальных стенок в середине их пролета 0,30 м, а у опор балки — 0,50 м. Высота поперечной балки, следующая за изменением очертания плиты, имеет наименьшую величину (2,62 м) в середине пролета. Для пропуска водопроводных труб в вертикальных стенках поперечных балок оставлены отверстия $d = 0,70$ м — по четыре отверстия в балке.

Армирование поперечных балок представлено на фиг. 144. В основном поперечные балки всех пролетов (главного и береговых) армированы одинаково, причем основная рабочая арматура состоит из стержней $d=38$ мм, расположенных понизу балки в три ряда и поставленных попарно.

В средней части пролета поперечной балки, где толщина ее стенки равна 30 см, установлены горизонтальная арматура $d = 12$ мм и вертикальные хомуты $d = 10$ мм (шаг хомутов — 30 см).

Под тротуарными плитами устроены специальные ячейки размером $2{,}50 \times 0{,}25$ м, предназначенные для пропуска по мосту различных кабелей и газовых труб. При довольно значительном выносе консоли тротуара (около 4 м) высоте ее придан небольшой размер с тем, чтобы консоль по возможности меньше закрывала затяжку, сохраняя за последней в фасаде моста значение главного архитектурного элемента. Этим и обусловлена тавровая форма сечения несущей консоли тротуара (фиг. 144).

Расстояние между тротуарными консолями равно длине панели (11,20 м в главном пролете). На консоли опирается продольная наружная тротуарная балка высотой 0,85 м. В промежутках между консолями, понизу тротуарной коробки, устроена железобетонная плита толщиной 8 см.

Для бетона проезжей части принята марка $R_{28} = 300$ кг/см².

В отношении конструкции главного пролетного строения Хорошевского моста следует отметить следующие характерные его особенности:

1. Армирование арок косвенной арматурой в виде поперечных сеток при допущенном высоком напряжении, достигающем 222 кг/см².

Поперечное сечение А-В

Поперечное сечение поперечной балки берегового пролета по оси моста

Поперечное сечение поперечной балки главного пролета по оси моста

Фиг. 144. Поперечная балка берегового пролетного строения.

В процессе производства работ установлено, что применение сетчатой арматуры обеспечивает наибольшие удобства бетонирования. Никаких дефектов после ввода моста в эксплоатацию в арках обнаружено не было. Таким образом при конструировании арок Хорошевского моста был практически решен важный вопрос о наиболее простом и удобном армировании элементов, испытывающих весьма большие сжимающие напряжения.

2. Высокий процент армирования подвесок и балок жесткости и снабжение их наклонными хомутами, обеспечивающими кроме восприятия перерезывающих сил необходимую связь бетона с арматурой при растяжении.

Растягивающее напряжение бетона в этих элементах достигает 65 кг/см². Отсутствие каких-либо дефектов в балках жесткости и подвесках является доказательством того, что принятый в данном случае способ армирования позволяет этим элементам безотказно выдерживать большие растягивающие напряжения, значения которых намного превышают допускаемые формально в нормах, в частности в нормах НКПС, величины (20 кг/см²). Следует отметить, что указанное ограничение, предусмотренное техническими условиями НКПС, ставит почти непреодолимые препятствия к введению таких железобетонных конструкций, которые с успехом могут быть осуществлены, значительно расширяя таким образом область применения железобетонных мостов.

3. Принятие специальных мер по сопряжению опорных узлов с плитой проезжей части.

В такой системе пролетного строения, как арка с балкой жесткости, вполне целесообразно вовлечение плиты проезжей части в работу балки жесткости на растяжение с обеспечением необходимой в этих целях связи опорного узла с плитой.

4. Армирование опорного узла в месте примыкания арок и мощное армирование наклонными стержнями.

Эти мероприятия имели следствием отсутствие каких-либо дефектов в рассматриваемом важнейшем элементе пролетного строения.

5. Незначительность длины заделки арматуры подвесок в арки (всего 16—18 d стержня), допустимая благодаря наличию больших сжимающих напряжений в арках.

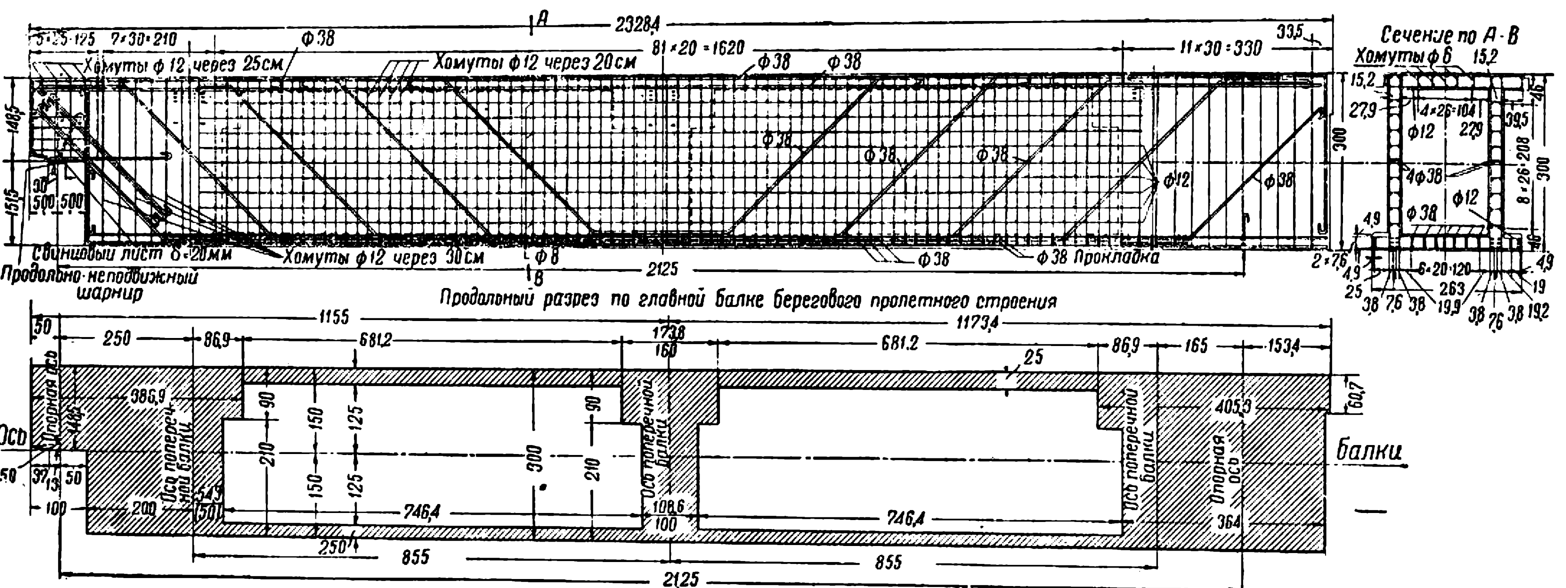
Работа этих узлов также оказалась безупречной.

2. БЕРЕГОВЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Каждое береговое пролетное строение имеет две главные балки, расположенные на продолжении балок жесткости главного пролета. Очетание главных балок и размеры их те же, что и у балок жесткости главного пролета, а расчетный пролет — 21,25 м (фиг. 145). Одним концом главные балки опираются на консоли балок жесткости, другим — на устои моста. Балочная клетка, плита проезжей части и ездовое полотно береговых пролетных строений такие же, как и в основном пролете. Ширина тротуаров здесь больше, чем в главном пролете (увеличение — за счет ширины главной балки), и достигает 5,25 м.

Армирование главных балок произведено стержнями $d = 38$ мм, расположенными в три ряда; отгибы стержней произведены в пределах вертикальных стенок. Вблизи опор сечение балок принято сплошным и отгибы стержней произведены по всей их ширине.

Для бетона береговых пролетных строений применена марка $R_{28} = 300$ кг/см².



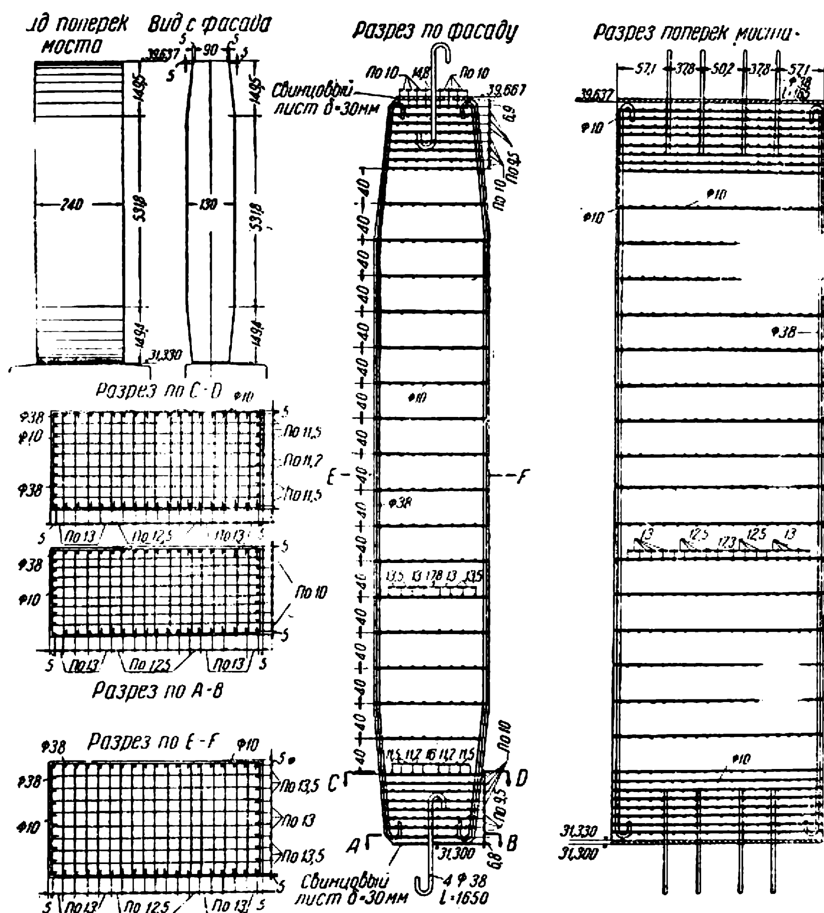
Фиг. 145. Главная балка берегового пролетного строения.

Примечания: 1. Балка вычерчена в горизонтальном положении; в пролете балка ставится с 2%-ным уклоном. 2. В скобках указаны размеры нормально оси поперечной балки.

3. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

Главный пролет моста опирается непосредственно на четыре качающиеся стойки (фиг. 146); их поперечные сечения представляют собой прямоугольники, размер которых в средней части равен 2,40×1,30 м, а к обоим концам стойки снижается до 2,40×0,90 м.

Продольная арматура из круглой стали $d = 38$ мм поставлена по периметру поперечного сечения стоек в один ряд (54 стержня на одну стойку). Кроме того стойки армированы поперечными



Фиг. 146. Качающаяся стойка

сетками из прутьев $d = 10$ мм, расставленными по высоте стоек с промежутками в 40 см одна от другой.

В местах передачи давлений на стойки уложены свинцовые листы толщиной 30 мм; площадь листа — 2,40 × 0,85 м.

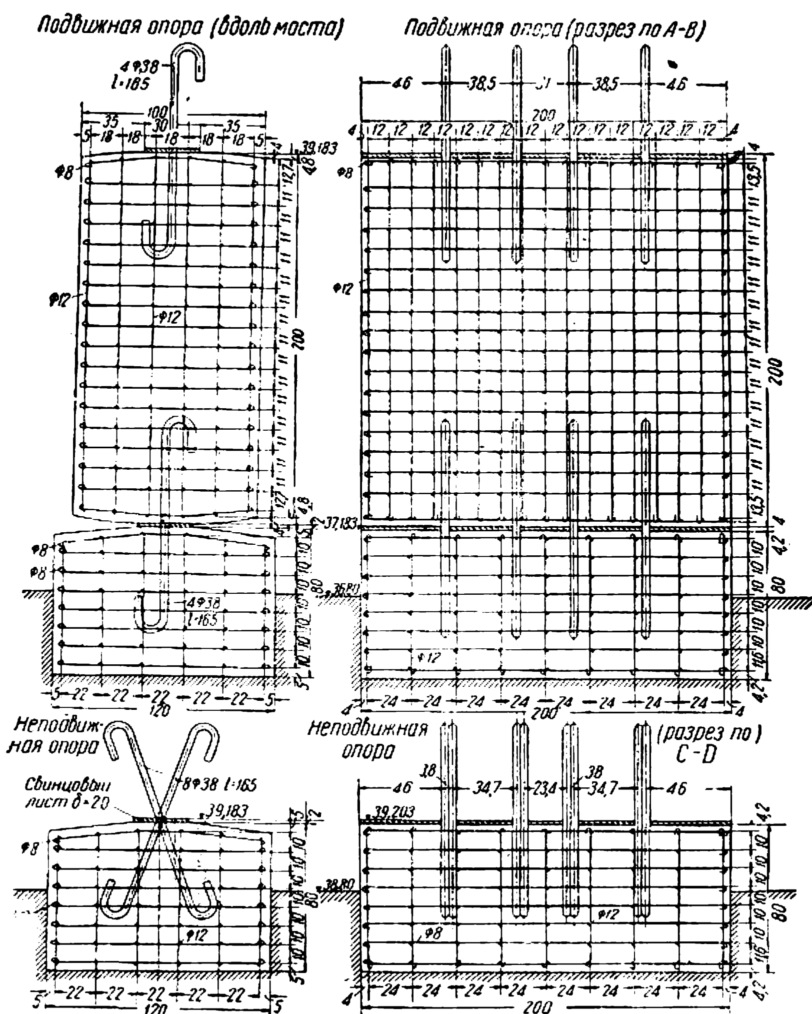
Чтобы избежать смещения опорных стоек, по их оси сквозь свинцовые листы пропущены специальные стержни $d = 38$ мм — по четыре штуки на каждом конце стойки (фиг. 146, разрез поперек моста).

Опирание береговых пролетных строений на консоли затяжек осуществлено с помощью продольно-неподвижных шарниров (фиг. 145). Здесь через свинцовые листы толщиной 20 мм и размером в плане 2,00 × 0,30 м пропущены по осевой линии стальные стержни $d = 38$ мм в количестве 12 шт. на каждую точку опирания. Число стержней опре-

делено по расчету, произведенному на ветровые и тормозные усилия.

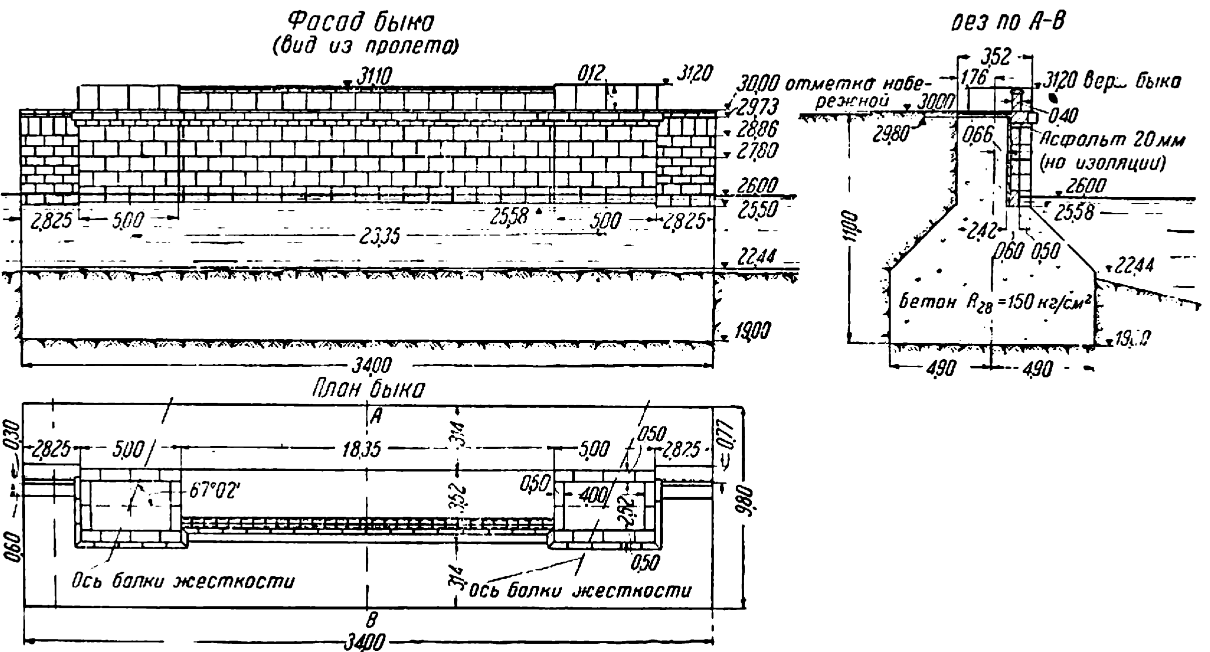
Опирание береговых пролетных строений на устои выполнено таким образом, что на одном устое располагается неподвижная опора, а на другом — подвижная.

Неподвижная опора образована непосредственным опиранием балок на подферменники устоев с помощью свинцовых листов и пропущенных по осевой линии стальных стержней $d = 38$ мм в количестве 8 стержней на каждую опорную часть.

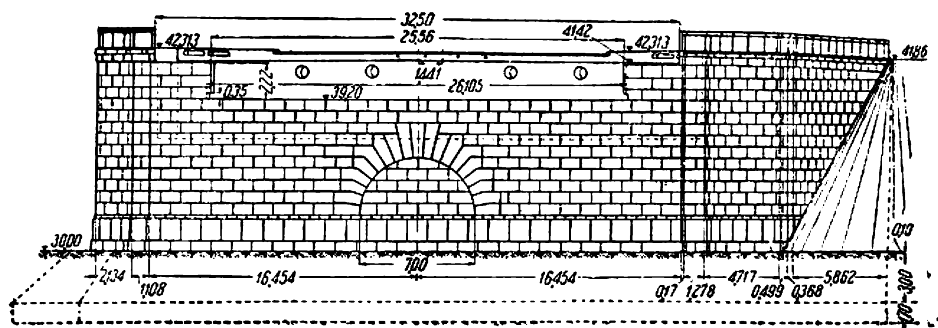


Фиг. 147. Опорные части береговых пролетных строений.

Подвижные опоры на устое (фиг. 147) выполнены в виде железобетонных валков высотой 2,00 м, прямоугольного в плане сечения 2,00 × 1,00 м. Арматура валков образована продольными вертикальными стержнями $d = 12$ мм и соединенными с ними сетками из прутьев $d = 8$ мм. Для предупреждения смещения валков пропущены по осевой линии специальные стержни $d = 38$ мм, соединяющие валок с подферменником и с главной балкой. Качающиеся стойки под главным пролетным строением, а также качающиеся валки на устое, которые вместе с стойками обеспечивают продольную подвижность всей системы



Фиг. 148. Фасад, план и разрез быка.



Фиг. 149. Вид на устой нормально к его передней стенке.

Продольная ось

Фиг. 150. План устоя (карниз, парапет и цоколь не показаны).

из трех пролетов, расположены перпендикулярно к продольной оси моста. Все неподвижные шарниры в местах соединения береговых пролетов с главным пролетом расположены по направлению косины моста (параллельно оси канала).

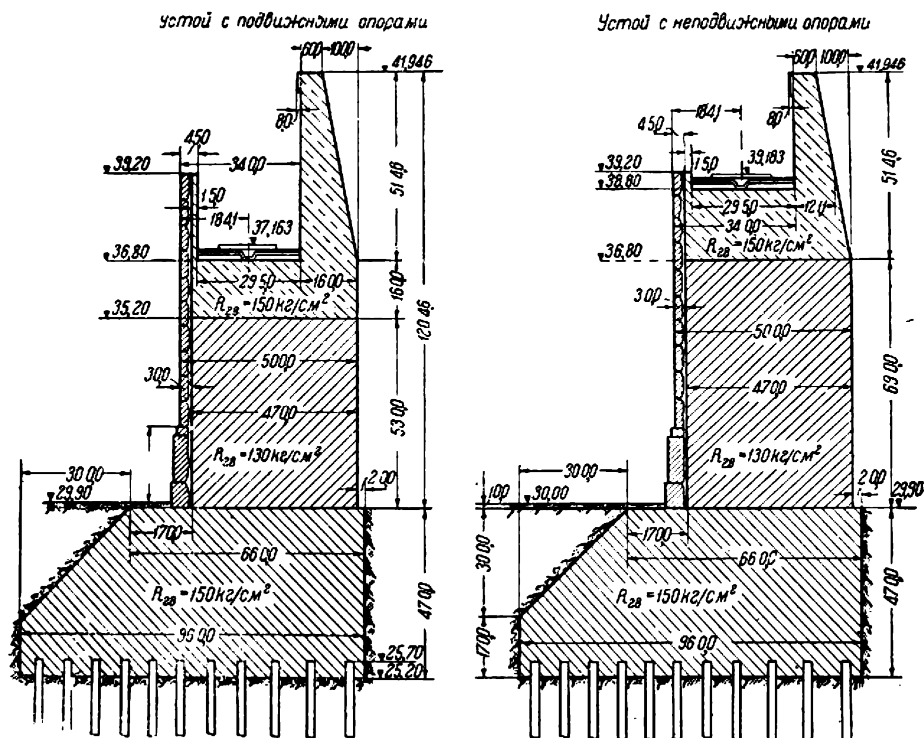
Под всеми опорными частями имеются железобетонные подферменники, армированные сетками.

Для опорных частей применен бетон марки $R_{28} = 300$ кг/см².

4. ОПОРЫ МОСТА

Главное пролетное строение опирается посредством качающихся стоек на массивные быки, заложенные на свайном основании. Высота быков составляет 12,20 м, причем из этого числа 11,00 м находятся ниже отметки набережных (фиг. 148).

Соответственно условиям опирания отдельных качающихся стоек бык армирован как балка на двух опорах с консолями.



Фиг. 151. Поперечные разрезы по передней стенке устоя.

Наружные поверхности быков облицованы приставной облицовкой из гранита чистой тески.

Устои моста — массивные, с обратными стенками, основанные на деревянных сваях $d = 27$ см (936 свай на каждый устой). Фундамент имеет довольно значительный вынос как по отношению к передней стенке, так и по отношению к боковым стенкам устоя, вследствие чего непосредственно над головами свай поставлена арматура из стержней $d = 38$ мм (фиг. 149, 150, 151).

В соответствии с разной высотой опорных частей шкафные части устоев отличаются тем, что для устоя с подвижными опорными вал-

ками опорная площадка понижена и спереди закрыта специальной стенкой. Таким образом по наружному виду (если смотреть из пролета) оба устоя одинаковы.

Доступ к опорным частям на устоях обеспечен устройством лазов с проезжей части. Отвод воды осуществлен при помощи специальных труб, проходящих в передней стенке устоя.

Наружные поверхности устоев облицованы приставным гранитом чистой тески.

ГЛАВА III

ДАННЫЕ ПО РАСЧЕТУ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

При проектировании моста была принята расчетная временная нагрузка следующих видов:

а) нормальная автомобильная нагрузка по схеме $Н_{12}$ — в виде колонны грузовиков весом по 12,0 т с наличием в колонне одной машины весом 15,6 т;

б) трамвайная нагрузка по схеме $Т_{13}$ — в виде поезда, состоящего из двух моторных вагонов и одного прицепного вагона между ними (давление оси моторного вагона — 13,0 т, оси прицепного вагона — 10,0 т);

в) толпа с интенсивностью нагрузки 500 кг/м^2;

г) поверочная нагрузка тяжелым гусеничным трактором (с повышением допускаемых напряжений на 30%).

Загружение линий влияния производилось в следующих комбинациях, из которых для расчета брался невыгоднейший случай:

1) нагрузка толпой по всей ширине моста и на тротуарах;

2) нагрузка шестью колоннами автомобилей и толпа на тротуарах;

3) нагрузка четырьмя колоннами автомобилей, двумя рядами трамвая и толпой на тротуарах;

4) гусеничный трактор.

При определении усилий в арке и балке жесткости для случаев одновременного загружения шестью колоннами автомобилей (п. 2) или четырьмя колоннами автомобилей и двумя рядами трамваев (п. 3) автомобильную нагрузку уменьшали на 40%.

Динамические коэфициенты для элементов проезжей части (и подвесок) определялись по интерполяции из условия:

при $l \leqslant 5$ м динамический коэфициент равен	1,20
„ $l \geqslant 15$ „ „ „ „	1,10

Для балки жесткости и арки динамический коэфициент принят за единицу. Допускаемые напряжения для проезжей части были приняты следующие:

а) для арматуры	1 250 кг/см^2
б) „ бетона марки R_{28} = 300 кг/см^2:	
от сжатия при изгибе	112,5
предельное скалывающее (главное растягивающее) напряжение	20

Специальных ограничений по растяжению бетона в таких элементах, как подвески и затяжки, не ставилось.

Главные фермы рассчитаны как однажды статически неопределимая система; за статически неопределимую величину принят распор H арки.

Подбор сечений арки произведен по нормальным силам от действия постоянной и временной нагрузок и изгибающим моментам от действия собственного веса элементов арки.

Допускаемые напряжения для арки определены с учетом косвенной

арматуры из условий тройного запаса по отношению к временному сопротивлению стержня, определенному по формуле:

$$R_{пр.ст} = R + 10\alpha_1\left(R + \frac{\alpha_3}{2}\sqrt{\frac{100\alpha_2 h}{d}}\right) + \alpha_3\sqrt{\frac{100\alpha_2 h}{d}},$$

где R — марка бетона (для арки — $R_{28} = 350$ кг/см²);

α_1 — отношение объема продольных стержней к объему бетона;

α_2 — отношение объема сеток к объему бетона;

α_3 — модуль арматуры, определяемый из условия:

$$\alpha_3 = 9{,}90 + \frac{(100 \cdot \alpha_2)^2}{3};$$

h — меньший размер элемента;

d — диаметр стержней сетки.

Расчетные данные по сечениям арки для напряжения от нормальных сил приведены в табл. 20.

Таблица 20

№ панелей	Нормальная сила в т	Размеры сечения арки в см	Количество продольной арматуры	Процент армирования		Действительные напряжения в кг/см²	Допуск. напряжения в кг/см²
				продольного	косвенного		
4—5	2 972	86×200	40⌀1"	1,19	2,17	175	186
3—4	2 996			1,19	2,17	177	186
2—3	3 080			1,19	2,17	181	186
1—2	3 202			1,19	2,17	188	186
0—1	3 472			1,19	2,48	206	192

К напряжениям, указанным в табл. 20, добавляются напряжения от изгиба, вызванного собственным весом элементов арки; эти напряжения достигают 15,5 кг/см². Таким образом наибольшее напряжение в арке имеет величину $206 + 16 = 222$ кг/см².

При расчете балки жесткости последняя рассматривалась как металлическая конструкция и работа бетона в ней не учитывалась.

Подбор сечений балки жесткости произведен по наибольшим для каждого сечения распору и моменту изгиба от действия постоянной и временной нагрузок. В табл. 21 приведены соответствующие расчетные данные для расчетных сечений балки жесткости.

Таблица 21

№ сечений балки жесткости	Распор в т	Изгибающий момент в тм	Арматура ⌀38 мм в шт.	Напряжения в кг/см²		
				верхней арматуры	нижней арматуры	скалывающие
0	2 972	−1 435	296	1 026	611	21,5
1	2 584 / 2 798	−1 051 / +695	248	1 228 / 620	676 / 1 220	9,1
2	2 752 / 2 629	−539 / +1 674	261	1 190 / 438	693 / 1 267	5,1
3	2 739 / 2 646	+280 / +2 157	258	1 050 / 355	847 / 1 315	4,8
4	2 666 / 2 719	+967 / +2 074	258	560 / 396	1 162 / 1 315	5,7

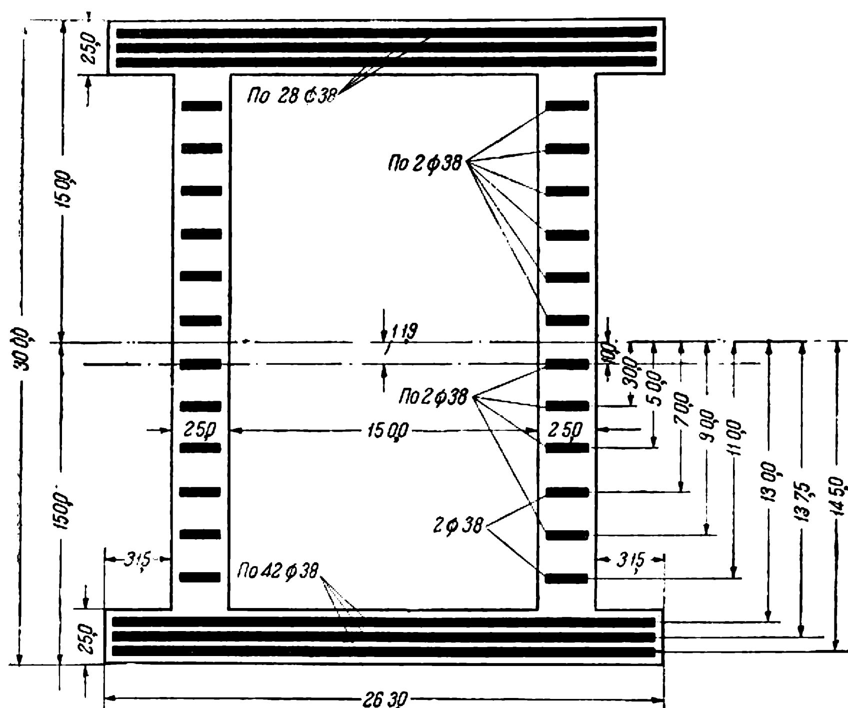
Вследствие отсутствия установившегося метода поверки напряжений бетона на растяжение метод этого расчета, принятый для данного моста, иллюстрируется в приводимом ниже примере.

Для сечения, работающего только на действие распора — без изгибающего момента (сечение *1—1*), будем иметь следующие расчетные величины:

площадь сечения бетона балки жесткости равна $\omega_б = 2{,}565$ м²;

приведенная площадь сечения при отношении модулей упругости $m = 10$ и количества стержней в балке жесткости $n = 248$ (сечение *1—1*) составляет:

$$\omega_{пр} = 2{,}565 + 10 \cdot 0{,}001134 \cdot 248 = 2{,}565 + 2{,}815 = 5{,}380 \text{ м}^2,$$



Фиг. 152. Расчетное сечение балки жесткости (по четвертой подвеске).

наибольшая величина распора равна $H = 2\,972$ т. Следовательно растягивающее напряжение определится так:

$$\sigma_б = \frac{2\,972}{5{,}380} = 552 \text{ т/м}^2 = 55{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Если определить растягивающие напряжения с учетом изгибающего момента, будем иметь следующее для сечений *4—4* (фиг. 152):

1) приведенная площадь сечения:

$$\omega_{пр} = 2{,}565 + 10 \cdot 0{,}001134 \cdot 258 = 2{,}565 + 2{,}930 = 5{,}495 \text{ м}^2;$$

2) приведенный статический момент относительно середины сечения затяжки:

$$S_{пр} = -654\,000 \text{ см}^3 = -0{,}654 \text{ м}^3;$$

3) эксцентриситет:

$$e = \frac{S_{np}}{\omega_{np}} = -\frac{0,654}{5,495} = -0,119 \text{ м};$$

4) приведенный момент инерции сечения относительно нейтральной оси:

$$J_{np} = 7\,676 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

5) изгибающий момент, приведенный к центру тяжести сечения:

$$M = +2\,074,0 - 2\,719 \cdot 0,119 = +1\,750 \text{ тм}.$$

Если при определении растягивающих напряжений принять только половину изгибающего момента (как это для подобного случая предписывается в нормах НКПС), получим следующую величину напряжений[1]:

$$\sigma_б = \frac{2\,719}{5,495} + 0,5 \cdot \frac{1\,750 \cdot 1,381}{7,676} = 495 + 157 = 652 \text{ т/м}^2 = 65,2 \text{ кг/см}^2.$$

При расчете арок была произведена поверка их устойчивости из плоскости ферм с учетом отпорности подвесок, удерживающих арку от бокового выпучивания. Расчет устойчивости был произведен тремя способами:

1) способом Мелана-Блейха — с помощью уравнений в конечных разностях, в предположении наличия среды, обладающей меньшей отпорностью, чем дают подвески;

2) способом Тимошенко: а) приближенным для криволинейных поясов, так как расчет производится в запас прочности по величинам отпорности средних стоек; б) точным — с учетом переменности сопротивления непрерывной среды;

3) способом Вианелло, более точно учитывающим как действие отпорности среды, так и геометрические элементы сооружения.

Все три способа показали, что длины участков арки при расчете на продольный изгиб составляют величину, меньшую 14-кратной ширины пояса, и следовательно сомнений в боковой устойчивости арок не имеется.

Расчет быка произведен на следующие действующие на него основные усилия: вес пролетного строения, вес опоры, давление земли со стороны набережной и давление от временной нагрузки, располагаемой на пролетном строении и на призме обрушения набережной.

Объемный вес кладки принят равным 2,4 т/м³, а засыпки — 1,7 т/м³; угол естественного откоса грунта — 35°. Давления на грунт по подошве опоры составляют: $p_{max} = 3,53$ кг/см² и $p_{min} = 3,12$ кг/см² (без учета свайного основания); наибольшее давление на сваю $d = 27$ см составляет 24,5 т.

Коэфициент запаса на сдвиг при коэфициенте скольжения кладки по грунту 0,40 (сваи не учитываются) составляет 4,28 и снижается до 2,85 в случае, когда пролетное строение еще не поставлено.

На береговой устой кроме сил, указанных в расчете быка, действует тормозная сила от временной нагрузки. При невыгоднейшем случае действия сил на устой расчетом получены следующие напряжения на грунт: $p_{max} = 3,2$ кг/см² и $p_{min} = 1,8$ кг/см² (без учета свайного основания); наибольшее давление на сваю $d = 27$ см составляет 21,0 т.

---

[1] В проекте ТУ НКПС 1938 г. при расчете внецентренно растянутых элементов требуется проверка на совместное действие осевой растягивающей силы и изгибающего момента (п о л н о г о).

Коэфициент запаса на сдвиг без учета отпора грунта с передней стороны фундамента получен равным 1,38; с учетом активного давления грунта на переднюю грань фундамента — 1,49.

Опорная реакция качающейся стойки на быке составляет 2 406 т Расчет этой стойки произведен на осевое сжатие, без введения коэфициента на продольный изгиб, так как отношение длины стойки к наименьшему поперечному сечению менее 14. Напряжение в суженной части стойки составляет около 87 кг/см². Напряжение в свинцовой прокладке равно:

$$\frac{2\,406\,000}{85 \cdot 240} = 118 \text{ кг/см}^2.$$

ГЛАВА IV

СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТА

Объемы основных работ по сооружению Хорошевского моста характеризуются следующими данными: кубатура бетонной и железобетонной кладки — 18 563 м³; вес арматуры — 1 452 т; количество свай в основаниях быков и устоев — 2 880.

Фактическое начало работ по постройке моста относится к ноябрю 1936 г. В течение ноября и декабря производилась выемка грунта из котлованов опор; в декабре 1936 г. и в январе 1937 г. велись свайные работы; с начала января была начата бетонная кладка опор моста. Бетонирование пролетных строений выполнялось в период с конца апреля до середины июня 1937 г. Раскружаливание и испытание моста, а также начало движения по мосту датируются июлем 1937 г. Таким образом работы по сооружению моста продолжались в общей сложности всего девять месяцев. Для такого исключительного по своей конструкции и значительного по объему работ моста это очень короткий и пока не превзойденный срок.

Бетонное хозяйство строительства Хорошевского моста было мощным и механизированным. Бетонный завод был оборудован четырьмя бетономешалками системы Рансом емкостью по 1 000 л и транспортерами для подачи в бункеры песка и гравия, обогреваемых в специальном помещении, расположенном рядом с заводом. Подача бетона к блокам осуществлялась транспортерами, которые были установлены в отепленной галлерее, начинавшейся у бетонного завода; общая длина транспортеров достигала 300 м.

Максимального развития бетонные работы достигли во второй половине февраля и в первой половине марта. В этот период уложено 11 800 м³ бетона, а суточная производительность доведена до 1 160 м³.

Для бетонирования пролетных строений применялся бетон с осадкой конуса 18 см. Укладка бетона производилась вибраторами. Следует попутно отметить, что Хорошевский мост является в СССР первым мостом, в котором весь бетон полностью (опоры и пролетные строения) уложен с помощью вибраторов; вместе с тем при бетонировании пролетных строений Хорошевского моста применение вибраторов отнюдь не было вызвано переходом на более жесткий бетон, а являлось средством, обеспечивающим надлежащие распределение и укладку литого бетона в условиях густого насыщения элементов пролетного строения арматурой; использование вибраторов в подобных случаях вполне целесообразно, так как они в наибольшей степени обеспечивают необходимое качество укладываемого в дело бетона; в частности бетон пролетных строений Хорошевского моста может быть признан исключительным по своему высокому качеству.

Необходимо несколько остановиться на следующем обстоятельстве, имевшем место при сооружении Хорошевского моста.

Основание быка моста расположено на 6,20 м ниже основания устоя, причем промежуток между ближайшими гранями фундаментов этих опор составлял только 11,5 м. Устройство основания быка было предположено производить в первую очередь, работая в котловане со шпунтовым ограждением и понижая уровень грунтовых вод с помощью глубинного водоотлива. Стремление упростить и ускорить производство работ привело к тому, что свайное основание устоев было закончено до отрывки котлованов быков, а самые котлованы быков были заложены открытым способом с применением обычного поверхностного водоотлива. Такой неосторожный способ производства работ привел к некоторому ослаблению несущей способности грунта в основании устоев.

Действительно, после того как готовые устои были засыпаны, в апреле 1937 г. на наружной грани их передних стенок (примерно против центров прежних котлованов быков) было обнаружено по одной вертикальной трещине, идущей от низа фундамента до верха устоя. На обоих устоях трещины имели совершенно одинаковый характер. Наибольшую ширину (20 мм) трещины имели в самом низу опор, а выше они сужались, выклиниваясь на верху опоры. Такой же характер эти трещины имели и по задней грани передней стенки.

Зона наибольшего ослабления несущей способности грунта в основании устоя, очевидно, была расположена по линии центров котлованов быков. Именно по этому направлению произошел излом передней стенки устоев.

Дальнейшими наблюдениями установлено, что хотя вначале трещины продолжали увеличиваться, но затем стабилизировались. Ввиду этого была произведена цементация трещин и установлена гранитная облицовка. В дальнейшем какого-либо повреждения облицовки не наблюдалось, что характеризует окончание осадок.

Для опор моста была применена приставная гранитная облицовка. Так как на мостах СССР этот способ установки облицовки до того не применялся, а на Хорошевском мосту он себя хорошо зарекомендовал, то необходимо коротко остановиться на его особенностях.

Приставной называется облицовка, устанавливаемая после выполнения всей бетонной кладки (т. е. возводимая не по мере укладки бетона, а совершенно независимо от нее). Этот способ установки обладает большими преимуществами. Известно, что при обычном способе установки облицовки (т. е. одновременно с производством бетонной кладки) укладка бетона ведется с нарушением основных технических условий, так как по каждому шву облицовки приходится делать перерыв в бетонировании, в результате чего бетонный массив получается немонолитным, многослойным. Кроме того общий темп ведения кладки очень замедляется. В случае же применения приставной облицовки бетонная кладка выполняется в нормальном порядке и обычными темпами, причем возникает только необходимость заделывать в бетон скобы, служащие в дальнейшем для прикрепления облицовки.

Толщина приставной облицовки устоев Хорошевского моста составляет только 25 см; заливка камней была принята в 5 см; таким образом общая толщина облицовочного слоя равна 30 см. Каждый отдельный камень облицовки с помощью двух крючков прикреплялся к скобам, заделанным в бетонную кладку опоры.

ГЛАВА V

РАСКРУЖАЛИВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ МОСТА

1. РАСКРУЖАЛИВАНИЕ

В первую очередь освобождались от подмостей арки главного пролета; в это время вся проезжая часть главного пролета и береговые пролеты моста еще оставались на подмостях.

В дальнейшем были установлены два этапа:

1) раскружаливание береговых пролетов;

2) раскружаливание проезжей части главного пролета.

Подмости, примененные для бетонирования моста, были образованы из сплошных рядов стоек, служивших продолжением забитых в землю свай. Стойки подмостей были связаны поверху насадками, на которых располагались раскружаливающие приспособления в виде кобылок. В каждом пролете в первую очередь при раскружаливании освобождались кобылки, находившиеся под продольными балками, затем — кобылки под поперечными балками; только после этого производилось освобождение кобылок, находившихся под главными балками, причем эта операция в главном пролете производилась с особой тщательностью: кобылки удаляли равномерно по всей длине главного пролета, начиная удаление от середины каждой панели балок жесткости; в последнюю очередь производилось (также равномерно по всему пролету) освобождение кобылок, находившихся под узлами балок жесткости в местах примыкания поперечных балок.

Весь процесс раскружаливания длился 47 ч. 15 м. (включая два перерыва). Первый перерыв был назначен между полным раскружаливанием береговых пролетов и началом раскружаливания основного пролета; продолжительность его — 9 ч. 15 м. Второй перерыв длительностью 5 ч. 45 м. происходил перед освобождением последних кобылок под балками жесткости в местах примыкания к ним поперечных балок.

К концу полного раскружаливания береговых пролетов были зарегистрированы следующие деформации и напряжения:

а) в четвертях пролета арочное пролетное строение поднялось вверх на 0,45—0,48 мм (в середине пролета это пролетное строение не изменило своего положения);

б) в арках появилось растяжение (порядка 6—18 кг/см^2 в бетоне); в подвесках — сжатие (порядка 36—68 кг/см^2 в арматуре).

К концу раскружаливания продольных и поперечных балок главного пролета, когда все пролетное строение поддерживалось только кобылками, находившимися под затяжками, главные фермы среднего пролета уже получили довольно значительную нагрузку.

В этот момент наблюдались следующие деформации и напряжения в конструкции:

а) прогибы в середине пролета балок жесткости достигли величин 10,47 и 9,44 мм;

б) арки начали работать на сжатие (29 кг/см^2 в бетоне); растяжение в нижней арматуре затяжек составляло 67 кг/см^2.

К концу раскружаливания моста было установлено следующее:

а) прогибы в середине затяжек составили 109,42 и 104,52 мм;

б) сжатие в бетоне арок достигло 98,6 и 126,5 кг/см^2;

в) растяжение арматуры подвесок — 635,5 кг/см^2;

г) растяжение арматуры в балках жесткости достигло 326,5—382,2 кг/см^2.

Через 5 час. после полного раскружаливания прогибы балок жесткости возросли на 2,39 и 3,47 мм и достигли 111,71 и 107,99 мм.

Все данные наблюдений при раскружаливании моста свидетельствуют о том, что пролетное строение включалось в работу плавно.

Для оценки замеренных прогибов и напряжений ниже приведены

теоретические их значения, причем в скобках дано отношение измеренных величин к теоретическим:

прогиб середины балок жесткости . . . . . . 108,0 мм (1,035—1,000)
сжатие в бетоне арок . . . . 142,5 кг/см² (0,692—0,888)
растяжение арматуры подвесок . . . . 1 042 кг/см² (0,610)
" " балок жесткости . . . 794 кг/см² (0,481)

Интересно отметить, что максимальное замеренное в середине пролета одной из продольных балок напряжение ее арматуры составило 881 кг/см², т. е. оказалось в 2,395 раза больше теоретического напряжения (368 кг/см²), причем наибольшее нарастание напряжений в продольной балке произошло в момент раскружаливания главных ферм (проезжая часть была уже раскружалена). Это свидетельствует о том, что вся проезжая часть в значительной степени вовлекается в работу на растяжение вместе с балками жесткости, вследствие чего и происходило возрастание напряжений в арматуре продольных балок при соответствующем уменьшении напряжений (48,1% от теоретических) в арматуре балок жесткости.

При расчете напряжений отношение модулей упругости арматуры и бетона было принято равным 10 при $E_a = 2\,100\,000$ кг/см².

2. ИСПЫТАНИЕ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

В качестве нагрузки при статическом испытании моста служили нагруженные песком и камнем автомашины ЗИС-5; общий вес каждой автомашины с грузом 6,6 т. В целях большего приближения испытательной нагрузки к расчетной расстояния между задними осями



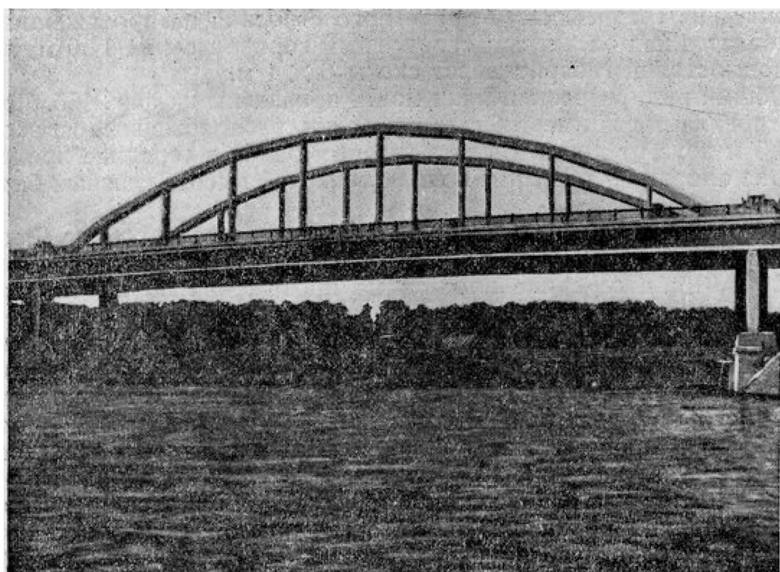
Фиг. 153. Установка испытательной нагрузки

смежных автомашин вдоль моста были сокращены до 8,0 м. Установка машин в поперечном направлении производилась в 6 и 7 рядов. При определении максимального прогиба в середине пролета и наибольшего распора на мост было введено 78 автомобилей (фиг. 153).

Прогибы в середине арочного пролета достигли наибольшей величины при установке № 4 и составили 4,01 и 6,35 мм. Теоретический прогиб от испытательной нагрузки для той же установки равен 10,48 мм. Теоретический прогиб узла 4 от расчетной нагрузки равен 26,70 мм (для середины пролета — несколько больше).

При установке № 2 положительный прогиб в нагруженной четверти пролета составил 3,69 мм (теоретически — соответственно 12,49 мм), отрицательный прогиб ненагруженной четверти был равен 0,89 мм (теоретический 5,11 мм).

Что касается наблюдавшейся во время раскружаливания и при испытании совместной работы на растяжение продольных балок и затяжек, то наибольшие напряжения в продольной балке были получены не при установке № 7 на максимальное загружение собственно продольной балки, а при установке № 4, соответствующей загружению всего главного пролета.



Фиг. 154. Средний пролет Хорошевского моста.

Динамическое испытание производилось тремя тракторами ЧТЗ весом по 10 т. Тракторы пропускались по середине ширины проезжей части, все вместе, в одну линию по ширине моста, на первой, второй и третьей скоростях.

Амплитуды наблюдавшихся вертикальных колебаний достигали следующих значений:

при скорости	3,0	км/час	. . . . . 0,000 мм
„ „	4,2	„	. . . . 0,087 „
„ „	5,9	„	. . . . 0,129 „

Динамические прогибы в середине пролета при тех же скоростях составляли (в скобках приведены величины динамического коэфициента):

0,304 мм	(1,00)
0,306 „	(1,01)
0,346 „	(1,14)

Динамические прогибы в четвертях пролета при тех же условиях выражаются следующими значениями:

+0,350 (1,000), —0,170 (1,000),
+0,312 (0,891), —0,125 (0,735),
+0,316 (0,903), —0,117 (0,687).

Боковые колебания пролетного строения при измерениях с помощью прибора, дававшего увеличение в 24 раза, не были обнаружены. Вид на средний пролет Хорошевского моста представлен на фиг. 154.

Г. МНЕВНИКОВСКИЙ ШОССЕЙНЫЙ МОСТ

ГЛАВА I

ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ МОСТА

Конструкция описываемого моста — балочная, двухконсольная, с расчетным пролетом 45,0 м при длине консолей по 18,5 м.

Ширина проезжей части на мосту — 12,0 м; тротуары — 2,25 м.

Отметка проезжей части моста определена в соответствии с условиями заданного судоходного подмостового габарита. Согласно этому габариту низ средней части пролетного строения на протяжении 18 м возвышается над расчетным судоходным горизонтом на 14,0 м; по бокам подмостовой габарит имеет скосы 6 × 4 м.

Общий вид, разрезы и план моста приведены на фиг. 155. Пролетное строение моста имеет 4 главные балки, расположенные на расстоянии 4,5 м друг от друга. Высота главных балок в середине пролета — 2,3 м, на опорах — 4,98 м; на концах консолей высота главных балок — 1,5 м.

Очертание нижней грани балок выполнено по параболе. Верхняя грань имеет двухсторонний уклон от середины моста к его концам, равный 0,015; в середине пролета на протяжении 30 м эти уклоны сопрягаются по параболе.

Ширина главных балок — переменная. Крайние балки в середине пролета на протяжении 25 м имеют ширину 0,6 м; к опорам ширина их увеличивается до 1,5 м, причем расширение сделано только во внутреннюю сторону, наружная же поверхность балок — с фасада — остается плоской. Ширина средних балок остается неизменной в середине пролета, на участке длиной 15 м, и равна здесь 0,5 м; при этом в нижней части балок для размещения арматуры имеется расширение в виде тавра с шириной полки 0,80 м. На остальном протяжении, к опорам, ширина этих балок увеличивается до 1,0 м. В пределах консолей ширина средних балок убывает от 1,0 м у опоры до 0,6 м на конце консоли (фиг. 155 и 156).

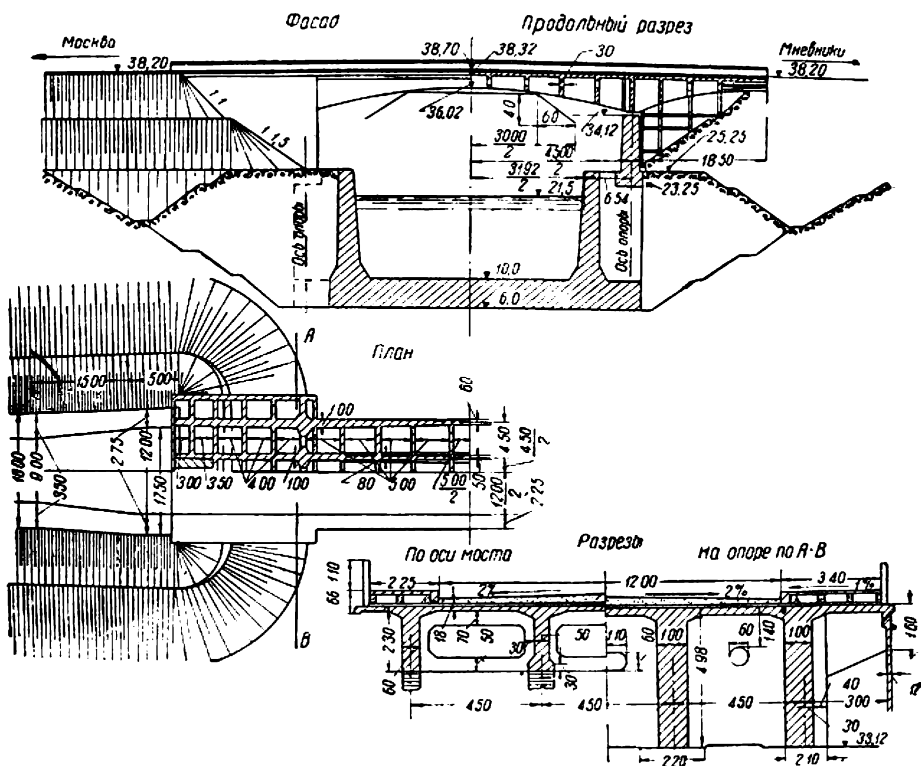
В пределах консолей к пролетному строению подвешены тонкие железобетонные стенки (толщиной 0,10 м); назначение их — декоративное: они придают опорам моста вид массивных устоев. Большая высота этих стенок обусловила необходимость снабжения их ребрами жесткости, устроенными на расстоянии 2—4 м друг от друга; устойчивость в горизонтальном направлении обеспечивается железобетонными связями, размещенными в одной плоскости с поперечными балками и состоящими из горизонтальных распорок, наклонных подкосов и вертикальных подвесок; посредством подвесок вся система связей между декоративными стенками подвешена к главным балкам. Декоративные стенки на всем своем протяжении подвешены посредством вспомогательной продольной балки к консолям поперечных диафрагм, выпущенных для этой цели в пределах консолей главных балок.

Основная арматура главных балок состоит из стержней $d = 42$ мм. Диаметр хомутов — 12 мм. Так как высота хомутов сравнительно велика, то на всем протяжении балок поставлено с каждой стороны ребра по два монтажных стержня $d = 12$ мм. В местах опирания главных балок на опорные части устроены горизонтальные сетки из пяти рядов арматуры $d = 10$ мм; между сетками установлены вертикальные стержни $d = 12$ мм (фиг. 157).

Пролетное строение имеет 9 поперечных балок, которые вместе с распорками и вертикальными ребрами жесткости главных балок образуют диафрагмы, обеспечивающие совместно с плитой проезжей части поперечную жесткость пролетного строения. Высота каждой диафрагмы соответствует высоте главных балок; ширина диафрагм — 0,3 м.

В среднем пролете моста диафрагмы расположены через 5,0 м. На консолях, к концам их, расстояние между диафрагмами уменьшается до 3,0 м; это вызвано устройством на концах консолей бетонной пригрузки, разгружающей пролет. Для поддержания бетонной пригрузки в последних двух панелях консолей по нижнему поясу главной балки устроена железобетонная плита толщиной 0,35 м.

Основная арматура поперечных балок и распорок состоит из стержней $d = 13$ мм и $d = 16$ мм. Диаметры хомутов — от 6 до 8 мм. Армирование диафрагм показано на фиг. 158.



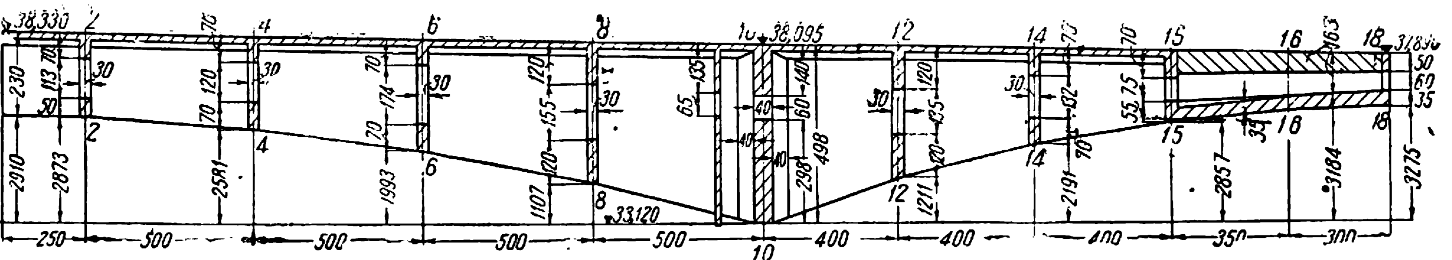
Фиг. 155. Фасад, план и разрезы Мневниковского моста.

Проезжая часть моста состоит из: а) железобетонной плиты толщиной 0,18 м, б) слоя тощего бетона, обеспечивающего необходимый уклон, в) изоляции (три слоя толя по клебемассе), г) защитного слоя, уложенного поверх изоляции, и д) слоя асфальта толщиной 5 см.

Тротуары вынесены на консоли, являющиеся продолжением плиты проезжей части. На защитный слой этих консолей установлены бетонные бортики, по которым уложены съемные железобетонные тротуарные плиты толщиной 6 см и размерами в плане 1,0 × 0,6 м. По верху плит уложен слой асфальта толщиной 2,5 см.

Опорные части — железобетонные, обычного типа. Неподвижные опорные части выполнены в виде подушек, на которые (через свинцовые листы толщиной 40 мм) опираются пролетные строения. Подвижные опорные части устроены в виде качающихся призматических валков. В местах опирания пролетного строения на валок и валка на подушку проложены свинцовые листы той же толщины, что в неподвижных опорных частях.

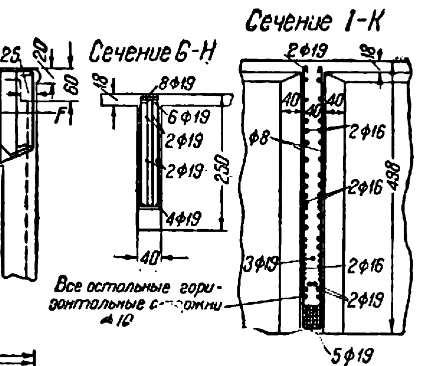
Опоры моста выполнены из бетона в виде быков обычного типа,

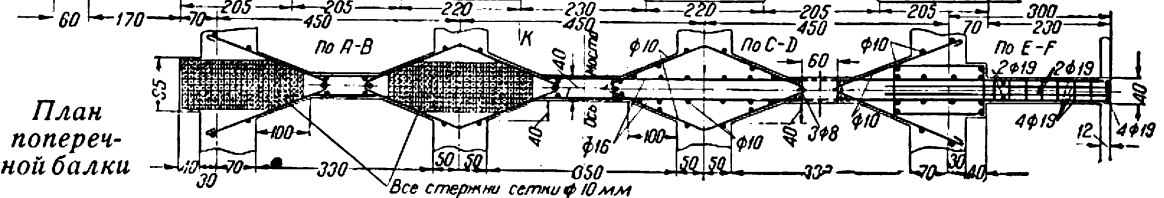


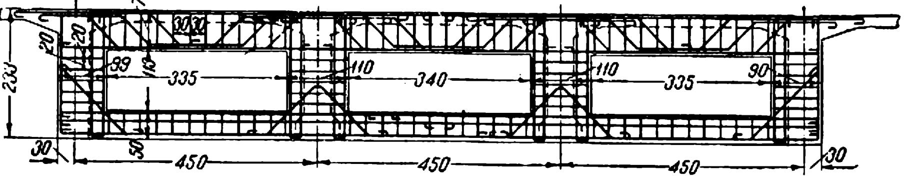
Фиг. 156. Разрез пролетного строения по оси моста.

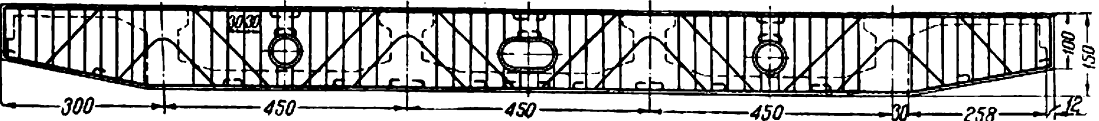
Монтажная арматура 2ф12
Монтажная арматура 2ф42
Ось симметрии
Сечения главной средней балки
Сечение 18-18
Сечение 1-1
Сечение 14-14
Сечение 10-10 (на опоре)

Фиг. 157. Арматура главной (средней) балки.









Фиг. 158. Арматура диафрагм и поперечных балок.

имеющих в плане форму прямоугольника с закругленными углами. Ширина опоры поверху (вдоль моста) — 2,15 м, понизу (по обрезу фундамента) — 2,50 м.

Самостоятельного фундамента опоры не имеют.

Фундаментом опор служит усиленная, с учетом нагрузки от моста, секция камеры шлюза. В основании шлюза залегает известняк, подстилаемый юрскими глинами[1].

ГЛАВА II

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ДАННЫЕ

Проект моста на Мневниковском шоссе был составлен на основе ТУ и Н проектирования мостов и труб (изд. б. Цудортранса, 1933 г.).

Усилия от постоянной нагрузки были определены по действительному ее расположению.

При подсчете усилий от временной нагрузки были приняты следующие ее виды:

1) автомобильная H_{12};

2) трамвайная (поезд из четырех двухосных вагонов по данным Мострамвайтреста);

3) дополнительная нагрузка, состоящая из двух полос длиной по 3,3 м при ширине полосы 0,46 м и расстоянии между осями полос 2,35 м (давление 3 т/пог. м).

Динамические коэфициенты от временной вертикальной нагрузки приняты следующие:

для плиты проезжей части в пролете . . . 1,17
" " " " на консолях . . 1,19
" поперечных балок 1,17
" главных балок 1,10

В качестве материалов для основных элементов моста приняты:

для пролетного строения[2] бетон марки . $R_{28} = 170$ кг/см²
" опорных частей . . . . $R_{28} = 210$ "
" опор . . . . $R_{28} = 130$ "
" всех основных элементов — арматура марки Ст. 3.

Плита проезжей части рассчитана как опертая по контуру; полученные напряжения приведены в табл. 22.

Таблица 22

	Напряжения в середине пролета плиты в кг/см²				Напряжения на опоре в кг/см²		
	вдоль моста		поперек моста				
	$\sigma_б$	σ_a	$\sigma_б$	σ_a	$\sigma_б$	σ_a	τ
В плитах, расположенных в главном пролете	46	1 235	62	1 260	50	1 250	2,9
То же на консолях	58	1 220	40,4	1 275	—	—	3,44

Нижняя плита консоли, устроенная для поддержания бетонной пригрузки, рассчитана как балочная с напряжениями: в бетоне $\sigma_б = 52$ кг/см²; в арматуре $\sigma_a = 1\,270$ кг/см²; скалывающее напряжение $\tau = 4,72$ кг/см².

[1] См. выпуск отчета «Путевые сооружения» и «Геология и гидрология».

[2] По требованию Мособлдортранса, выдвинутому при согласовании проекта, пролетное строение выполнено из бетона марки $R_{28} = 210$ кг/см².

Расчет поперечных балок пролетного строения моста, имеющих три равных пролета с упругой заделкой на опорах, произведен по формулам, помещенным в ТУ б. Цудортранса. За расчетный пролет балки принято расстояние в свету, увеличенное на половину высоты балки.

Основные расчетные данные для поперечной балки приведены в табл. 23.

Таблица 23

Расчетные характеристики	Сечение в пролете	Сечение на опоре
Высота сечения в см	70	70
Ширина „ „	30	30
Арматура	7 Ø 19	8 Ø 19
Напряжение в бетоне в кг/см²	20	65
„ „ арматуре в „	850	990
Скалывающие напряжения „	2,8	12,25

Расчет главных балок произведен обычным методом, причем расчетные усилия от автомобильной нагрузки определены по эквивалентным нагрузкам, а от трамвайной — путем загружения линий влияния сосредоточенными грузами.

Основные расчетные данные для средней главной балки приведены в табл. 24.

Поверка напряжений произведена только для четырех сечений (*1*, *6*, *10* и *14*); для остальных сечений определялось лишь необходимое количество железа и подсчитаны скалывающие напряжения.

Отгиб косых стержней произведен по эпюре скалывающих напряжений, построенной с учетом криволинейности пояса.

Главные растягивающие напряжения переданы целиком на арматуру.

Прогиб главной балки от постоянной нагрузки согласно расчету составляет: в середине пролета — 7 мм, на конце консоли + 40 мм.

При расположении временной нагрузки в междуопорной части прогиб в середине пролета 45 мм, или 0,001 l, что меньше $^1/_{750}$. Прогиб в середине пролета при расположении временной нагрузки на консолях составляет — 49,5 мм, или $^1/_{910}\ l$, что меньше $^1/_{750}$; прогиб консолей от временной нагрузки равен + 59,5 мм, или $^1/_{320}\ l$, что меньше $^1/_{300}$.

Таблица 24

Расчетные характеристики	Номера сечений главной балки										
	1	*2*	*4*	*6*	*8*	*10*	*12*	*14*	*15*	*16*	*18*
Высота балки в см .	230	233	260	314	395	498	375	272	215	176	150
Ширина ребра в см	50	50	50	67	84	100	89	78	70	62	50
Толщина плиты в см	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	—
Ширина полки в см	288	288	288	288	288	288	288	288	288	288	—
Нижняя арматура	25 Ø 42	22 Ø 42	16 Ø 42	8 Ø 42	8 Ø 42	8 Ø 42	6 Ø 42	8 Ø 42	8 Ø 42	8 Ø 42	6 Ø 42+
Верхняя „	21 Ø 42	21 Ø 42	24 Ø 42	30 Ø 42	38 Ø 42	45 Ø 42	39 Ø 42	30 Ø 42	21 Ø 42	11 Ø 42	9 Ø 42+ +4 Ø 25
Напряжение от max $M_{изг}$ в бетоне в кг/см²	49,5	—	—	76,8	—	62,8	—	79,2	—	—	—
То же в арматуре в кг/см²	1 170	—	—	1 300	—	1 220	—	1 237	—	—	—
Скалывающие напряжения в кг/см²	3,9	6,4	7,8	10,2	5,1	8,8	5,1	11,3	8,7	10,1	3,3

Расчет опорных частей произведен обычным методом, применяемым к бетонным элементам с косвенным вооружением. Давление на свинцовые прокладки не превышает 120 кг/см²; напряжение в бетоне равно 142 кг/см². Напряжение в бетоне, опор по обрезу фундамента составляет 7,45 кг/см².

Бетонирование пролетного строения производилось по длине моста отдельными секциями. Длина секций от 5 до 7 м. Бетон укладывали одновременно в двух секциях, расположенных симметрично по отношению к середине пролета моста. Между секциями оставлялись промежутки шириной 2,0 м, бетонировавшиеся позднее; в последнюю очередь были забетонированы промежутки над опорами. Укладка бетонной пригрузки на концах консолей производилась без уплотнения и была выполнена после раскружаливания консолей.

Для бетонирования пролетного строения были сооружены подмости подкосной системы с опорами из парных стоек. Основанием подмостей в междуопорной части служил флютбет шлюза, а в пределах консолей — сваи.

Раскружаливание производилось с помощью сосновых кобылок; в первую очередь были раскружалены одновременно обе консоли, а затем, после укладки бетонной пригрузки, освобождены подмости в междуопорной части. Объемы отдельных видов работ, выполненных по Мневниковскому мосту, приведены выше.

ГЛАВА III

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ МОСТА

Испытание моста статической и динамической нагрузкой производилось Мостоиспытательной станцией МАДИ НКВД.

При испытании статической нагрузкой определялись: а) напряжение в арматуре второй главной балки по середине ее пролета; б) напряжение в бетоне второй главной балки у правобережной (мневниковской) опоры (со стороны консоли); в) напряжение в бетоне плиты проезжей части между второй и третьей главными балками по середине их пролета; г) прогибы всех четырех главных балок по середине пролета; д) прогибы правобережных консолей всех четырех главных балок (в расстоянии 1,6 м от конца консоли).

При испытании динамической нагрузкой определялись: а) прогибы конца консоли и середины пролета второй главной балки; б) вертикальные и боковые колебания пролетного строения на конце консоли и в середине пролета.

Статической испытательной нагрузкой служили 24 автомашины ЗИС; из них 19 весили вместе с грузом по 6,5 т, а остальные — соответственно по 6,0 т. В качестве подвижной нагрузки при динамическом испытании применен трактор ЧТЗ весом 10 т, пропущенный по мосту на первой, второй и третьей скоростях.

Основные результаты испытания статической нагрузкой приведены в табл. 25 и 26.

Как можно усмотреть из табл. 25, действительные (замеренные) напряжения в конструкции оказались значительно ниже расчетных.

Приведенные в табл. 26 значения деформаций показывают, что фактическая жесткость пролетного строения оказалась выше расчетной. Нужно однако заметить, что при расчете принят модуль упругости бетона $E_б = 210\,000$ кг/см², между тем как для бетона $R_{28}=210$ кг/см² (из которого фактически выполнено пролетное строение) следовало бы принять $E_б = 300\,000$ кг/см². Замеренные при динамическом испытании прогибы консоли достигали следующих величин:

0,0760 мм при прохождении трактора на первой скорости
0,0787 „ „ „ „ „ третьей „

Таблица 25

Наименование напряжения и элемента	Расположение нагрузки	Измеренные напряжения в кг/см²	Теоретические напряж. от испытат. нагрузки в кг/см²	Отношение испытательной нагрузки к расчетной
1	2	3	4	5
Напряжение в арматуре по середине пролета второй главной балки	При загружении пролета .	21,4	560	0,52
Напряжение в бетоне второй главной балки у правобережной опоры	При загружении консоли .	2,7	7,65	0,518
Напряжение в бетоне плиты проезжей части между второй и третьей главными балками по середине их пролета	При расположении задних колес в середине длины панели и одного из этих колес по середине между главными балками . .	6,1	8,25	—

Боковых колебаний консоли, а также боковых и вертикальных колебаний в середине пролета приборы не зафиксировали.

Таблица 26

Наименование деформаций	Главные балки			
	первая (верховая)	вторая	третья	четвертая
Прогибы в середине пролета (в мм):				
а) полный . . (для случая загрузки пролета)	0,08	0,53	0,58	0,45
б) остаточный . (для случая загрузки пролета)	0,00	0,10	0,22	0,20
в) упругий . . . . (для случая загрузки пролета)	0,08	0,43	0,36	0,25
г) теоретический (от испытательной нагрузки) .	—	22,4	—	—
д) соотношение замеренного и теоретического прогибов (0,43 : 22,4) . . .	—	0,02	—	—
Прогибы конца консоли (в мм):				
а) максимальный отрицательный (для случая загрузки пролета)	—0,4	—0,36	—0,34	—0,22
б) полный положительный . (для случая загрузки консоли)	0,45	0,46	0,40	0,22
в) остаточный положительный (для случая загрузки консоли)	0,09	0,09	0,06	0,05
г) упругий положительный . . (для случая загрузки консоли)	0,36	0,37	0,34	0,17
д) теоретический (от испытательной нагрузки) .	—	14,3	—	—
е) соотношение замеренного и теоретического прогибов (0,37 : 14,3) . . .	—	0,026	—	—

В заключение следует отметить, что из осуществленных в СССР железобетонных балочных консольных мостов построенный через шлюз № 9 (Карамышевского спрямления Москва-реки) мост на Мневниковском шоссе являлся наибольшим по своему пролету. Постройка этого моста показывает возможность перекрытия, где это необходимо, значительных пролетов железобетонными балочными мостами.

IV. ТУННЕЛИ

В двух случаях пересечение канала шоссейными дорогами осуществлено посредством пропуска трассы этих дорог в туннелях, сооруженных под каналом. Такие туннели построены: 1) на дороге, соединяющей шоссе Москва — Дмитров с Заволжским районом, и 2) на Волоколамском шоссе, в районе Покровского-Глебова.

Выбор туннельного варианта был обусловлен специфическими для каждого из этих пересечений соображениями.

ГЛАВА I

ТУННЕЛЬ ПОД ПЕРВЫМ ВОЛЖСКИМ ШЛЮЗОМ

1. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ СООРУЖЕНИЯ

Реконструкция Дмитровского шоссе и постройка дороги вдоль канала от Дмитрова до Волги дали возможность установить непосредственную связь прилегающих к Волге районов со столицей СССР.

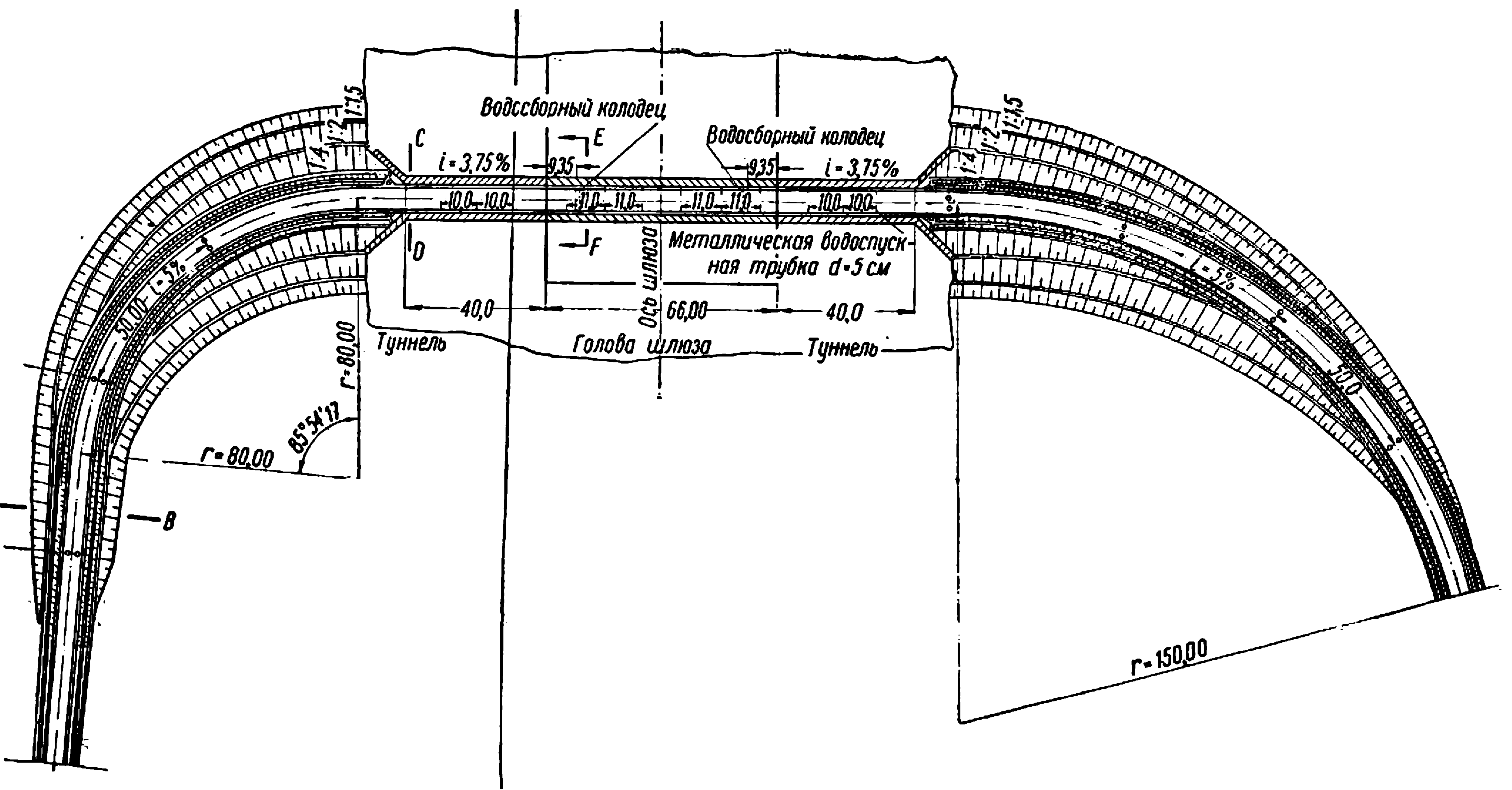
Так как по условиям эксплоатации плотины на Волге необходимо было устроить по ней проезд, то оказалось целесообразным заодно использовать этот проезд и для общей транспортной связи между обоими берегами реки. Однако левую сторону Волги вместе с расположенными здесь земляной и бетонной плотинами отрезал от правой стороны реки соединяющий оба бьефа плотины первый волжский шлюз. Поэтому для использования переездов по плотинам для связи между берегами реки требовалось пересечь еще волжский шлюз мостом или туннелем. Как указывалось выше, пересечение это было осуществлено с помощью туннеля.

Характерным для этого решения является то, что при 146-м длине туннеля лишь на концевых его участках, общая длина которых равна 80 м, потребовалось устройство специального искусственного сооружения (железобетонного свода), на остальном же протяжении (66 м), а именно в средней части, туннель проходит в массиве головы шлюза.

Это обстоятельство явилось решающим при выборе варианта пересечения, так как создавало большие преимущества туннеля перед мостом.

Как это следует из вышеуказанного, волжский туннель подразделяется на три части: два крайних участка длиной по 40,0 м, представляющих собой железобетонные штольни сводчатого типа, и среднюю часть, расположенную в потерне головы шлюза (фиг. 159). Каждая штольня состоит из пяти звеньев по 8 м длиной. Ширина туннеля в свету одинакова по всей длине туннеля и равна 8,0 м (проезжая часть 6,0 м и два тротуара по 1,0 м); полная высота туннеля в свету для крайних участков равна 6,2 м (фиг. 160).

Туннель расположен на прямой. Подходы устроены в выемках на кривых радиусом 80 и 150 м (фиг. 159). Полотно подходов имеет уклон



Фиг. 159. План перехода туннелем под каналом вблизи Волжской бетонной плотины.

к туннелю. Для отвода воды из штолен проезжей части туннеля приданы поперечный уклон в 2% и продольный в 3,75%.

В потерне головы шлюза имеются местные уклоны водоотводных канав. В штольнях и потерне эти канавы устроены закрытыми, под тротуарами. Вся вода, собираемая с выемок подходов, и вода, фильтрующаяся в пределах штолен и потерны, поступает в специально устроенные (в пределах потерны) водосборные колодцы, откуда уже с помощью стационарной насосной установки удаляется из туннеля.

Ширина земляного полотна подходов к туннелю в пределах выемок равна 8,0 м.

2. КОНСТРУКЦИЯ, РАСЧЕТЫ И МАТЕРИАЛЫ

Потолком потерны является железобетонная плита толщиной от 1,46 до 2,07 м, служащая одновременно флютбетом аварийных ворот шлюза (фиг. 161). Поверхность потолка потерны изрезана водосборными желобками, расположенными на расстоянии 10 см друг от друга и направленными перпендикулярно к оси потерны. Поверх потолка потерны имеются гидроизоляция из битумных матов и термоизоляция из торфолеума и легкого фибролита с защитой торкретом по сетке Рабитца. Кроме этого для достижения максимальной водонепроницаемости бетона произведена цементация потолка потерны, благодаря чему фильтрация через него почти отсутствует.

Между головой шлюза и штольнями, а также между 8-метровыми звеньями самих штолен устроены температурно-осадочные швы.

В верхней части штольни устроен поперечный железобетонный свод, внутренняя и наружная образующие которого очерчены по окружностям различных радиусов. Толщина свода в замке у первых трех штолен, примыкающих к шлюзу, равна 0,7 м, а у остальных двух — 0,5 м.

Нижняя часть каждой штольни сделана в виде массивной железобетонной плиты, толщина которой в первых трех звеньях равна 2,0 м, а в остальных двух — 1,8 м.

Расчет штольни произведен способом, обычно применяемым для свода с заделанными пятами. Для бетона туннеля принята марка $R_{28} = 110$ кг/см². Максимальные напряжения в арматуре достигают 1 305 кг/см², в бетоне — примерно 50 кг/см².

Основная арматура свода состоит из стержней $d = 32$ и $d = 25$ мм (фиг. 162).

Температурно-осадочные швы перекрыты гидроизоляцией из битумных матов; по наружному и внутреннему периметру швов проложены гудронные шпонки.

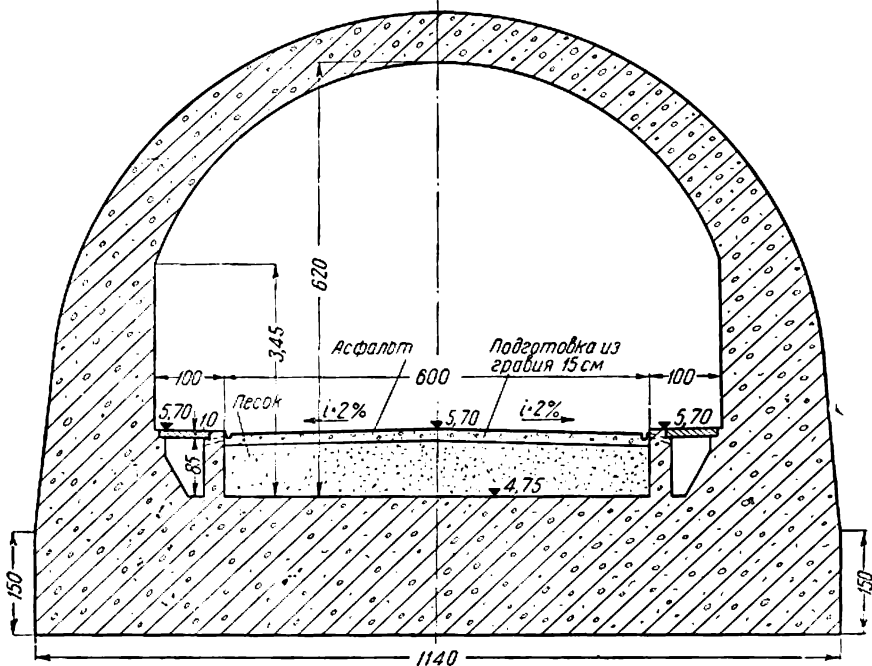
Свод штольни с наружной стороны прокрашен битумом и покрыт четырьмя слоями битумных матов. Поверх изоляции уложены суглинки с уплотнением не ниже 102%, а над суглинками — дренирующий слой из песка для отвода воды.

Открылки туннеля выполнены из железобетона по типу падающих подпорных стенок с расположением в плане под углом 45° к оси туннеля.

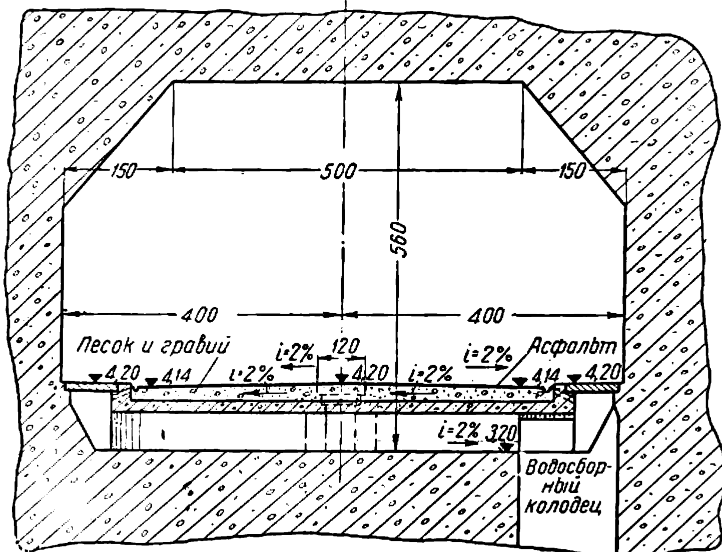
Проезжая часть в самом туннеле покрыта асфальтом (толщиной 2 см) с основанием из слоя песка толщиной 0,8 м и каменного пакеляжа слоем 0,15 м, поверх которого уложена бетонная подготовка толщиной 0,15 м.

В выемках на подходах проезжая часть имеет ширину 6,0 м и состоит из основания в виде травийного слоя в 0,10 м, по которому уложен пакеляж толщиной 0,15 м, и собственной коры проезжей части, образуемой слоем гравия толщиной 0,10 м и гудронированным покры-

Разрез по С-Д (в начале тоннеля)



Разрез по E-F
(в пределах головы шлюза в месте водосборного колодца



Фиг. 160. Поперечные разрезы туннеля.

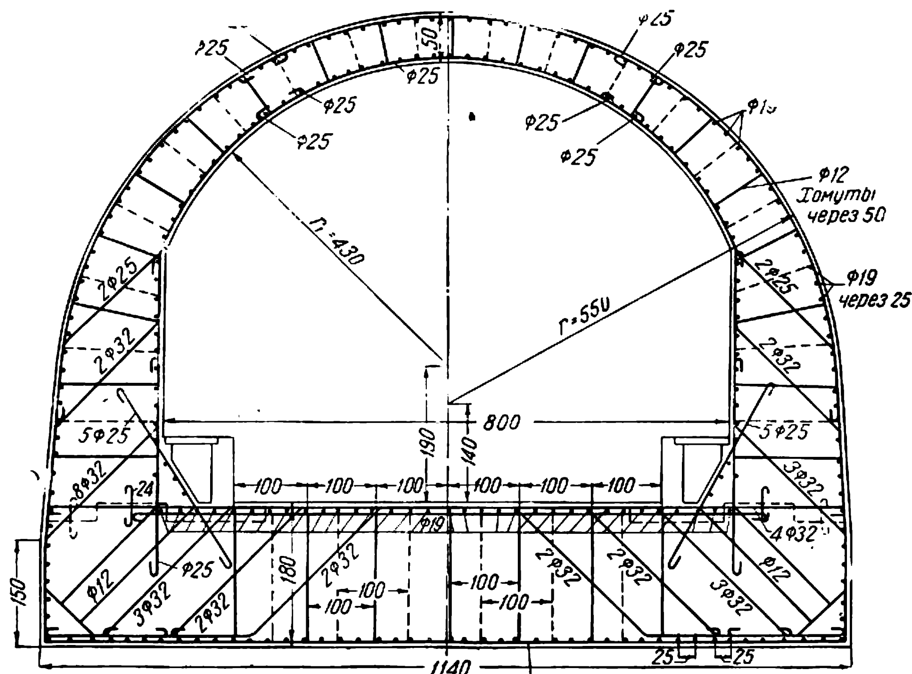
Фиг. 161. Продольный разрез по оси туннеля.

тием толщиной 5 см. Откосы кюветов в выемке укреплены мощением на слое гравия (фиг. 163).

При сооружении туннеля и подходов к нему выполнены следующие объемы основных работ:

1) по земляным работам	выемка	87 900 м³
	насыпь	56 600 „
2) „ бетонным и железобетонным работам		5 830 „
3) „ креплению камнем		6 050 м²
4) „ „ одерновкой		29 180 „

Общий вид туннеля и внутренний вид его представлены на фиг. 164 и 165[1].



Фиг. 162. Поперечное армирование туннеля.

ГЛАВА II

ТУННЕЛЬ НА ВОЛОКОЛАМСКОМ ШОССЕ

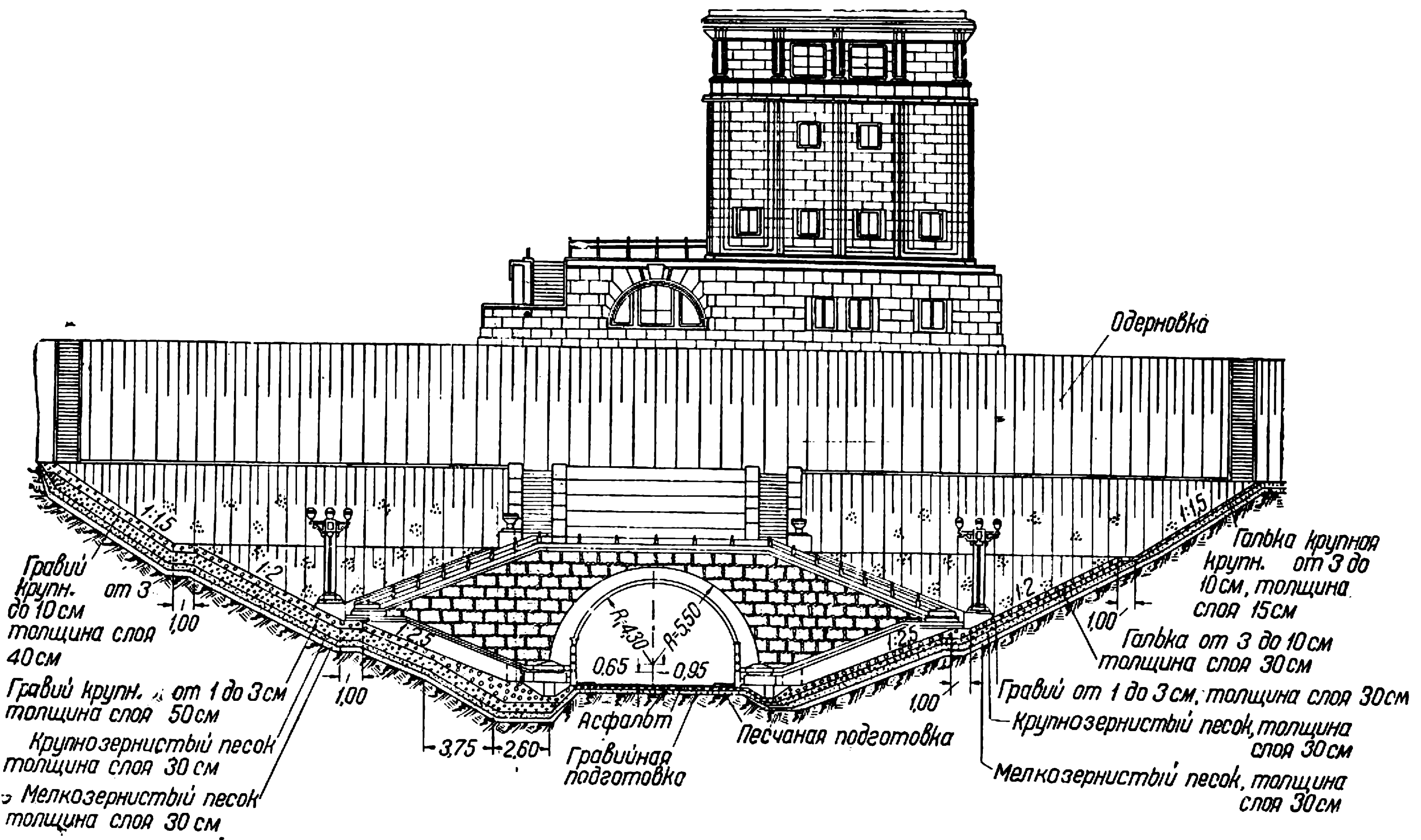
I. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ СООРУЖЕНИЯ

В месте своего пересечения с каналом Москва—Волга Волоколамское шоссе пропущено через туннель под каналом. Решение это явилось наиболее удачным не только для частной задачи пересечения шоссе с каналом, но и с точки зрения общей компоновки всего сложного узла сооружений, расположенных в этом месте.

Туннель построен на отводе шоссе, что позволило спрямить и даже несколько сократить трассу шоссе на переустраиваемом участке. Подходы к туннелю располагаются в небольших выемках, достигающих с московской стороны 4 м, а с волоколамской — 1 м, и имеющих 3%-ные уклоны к туннелю, которые смягчаются затем до 1%.

На протяжении 10 м с каждой стороны туннеля, а также и в самом туннеле полотну проезжей части придан продольный уклон в 0,5%.

[1] См. также раздел «Шлюзы» в выпуске отчета «Путевые сооружения».

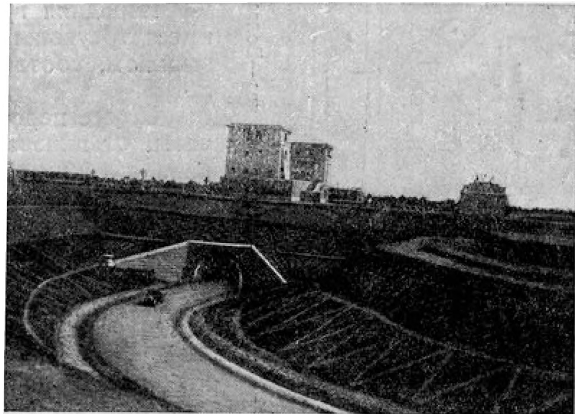


Фиг. 163. Фасад туннеля.

Полная длина туннеля между лицевыми стенками — 150,0 м.

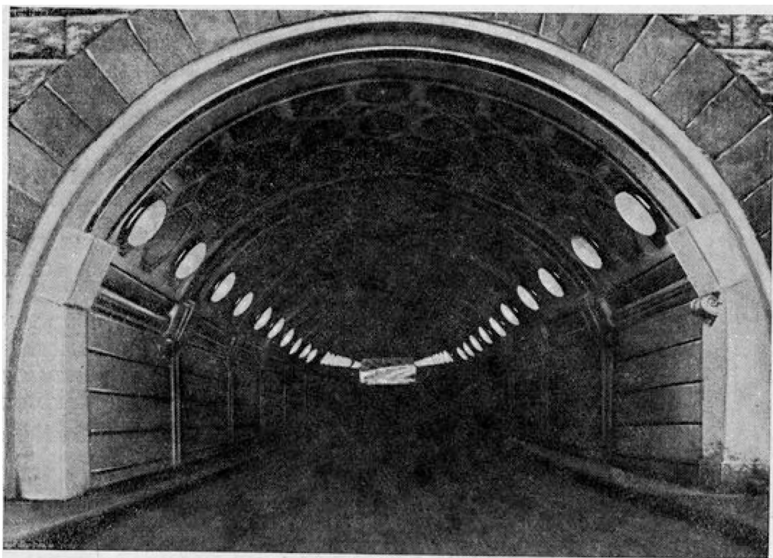
Туннель состоит из восьми продольных звеньев, разделенных сквозными температурно-осадочными швами (фиг. 166).

Длина наиболее нагруженных звеньев (расположенных под дамбами канала) — 19,0 м, а наименее нагруженных (расположенных под самим каналом) — 21,0 м; промежуточные между ними звенья имеют длину 15,0 м; крайние звенья (примыкающие к оголовкам) имеют разную длину: с московской стороны — 21,0 м, а с волоколамской — 19,0 м.



Фиг. 164. Общий вид туннеля (под шлюзом № 1).

Откосы насыпи канала в месте пересечения с туннелем приняты пологими с уклоном 1 : 3 и 1 : 4. Поэтому ограничивающие туннель оголовки имеют вертикальные стенки. Оголовки массивные из бетона марки $R_{28} = 90$ кг/см². Для увеличения устойчивости оголовков их передней грани на высоту 3,45 м от обреза фундамента придан треугольный выступ с наклоном 1 : 2,4. Обрез фундамента оголовков рас-



Фиг. 165. Внутренний вид туннеля (под шлюзом № 1).

положен на уровне ездового полотна. Поверху оголовка поставлен парапет высотой 0,86 м и толщиной 0,40 м, за которым устроена горизонтальная площадка шириной 1,0 м. Задняя грань оголовка имеет наклон 1 : 6. Полная высота оголовка — 7,69 м, полная ширина его понизу — 4,0 м.

Фиг. 166. Продольный разрез туннеля на пересечении Волоколамского шоссе с каналом Москва—Волга.

Для обеспечения независимости осадки оголовков и соседних звеньев туннеля они разделены вертикальными швами. В северной части правого московского открылка на длине 3,0 м вследствие невозможности устройства искусственного песчаного основания забиты 75 деревянных свай на глубину до 4,5 м.

Передняя грань самого туннеля также имеет треугольный выступ и снабжена козырьком, соответствующим парапету оголовка.

Шоссе пересекает канал в переходной части от шлюза к нормальному сечению канала; таким образом одна из дамб канала не перпендикулярна к оси туннеля, оголовки же расположены перпендикулярно к его оси. Для того чтобы оба оголовка с фасада были симметричными, пологость откосов над ними выполнена несколько отличающейся от нормальной.

Вследствие расположения туннеля в будущем в пределах большой Москвы при его сооружении было учтено вероятное усиление городского движения, в частности возможность пропуска в будущем троллейбуса.

В соответствии с этим туннель построен двухсекционным (фиг. 167), что лучше обеспечивает также и безопасность движения по туннелю. Ширина проезда в каждой секции равна 6,5 м, тротуара — 1,5 м; ширина предохранительной полоски — 0,25 м. Полная ширина каждой секции в свету составляет таким образом 8,25 м. Высота в свету равна 4,75 м.

2. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ И УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЯ

При геологических изысканиях в основании туннеля был обнаружен слой тонкой, сероватой, илистой супеси мощностью от 5 м с московской стороны и до 1—1,5 м со стороны Волоколамска. Ниже этих супесей залегают на глубину от 4 до 2 м разнозернистые пески, переходящие в предъюрские супеси, подстилаемые мощным слоем юрских глин.

Лабораторными исследованиями верхних илистых супесей и испытаниями их под штампом установлены весьма низкие показатели их несущей способности. Поэтому указанные супеси были удалены из основания сооружения и заменены качественными песками, которые укладывались тонкими слоями и укатывались до 105%-ного уплотнения.

Чтобы избежать большого расхождения между величинами осадки тун-

неля и дамб канала, искусственное основание решено было устроить на площади большей, чем та, которая расположена под самим туннелем. С этой же целью котловану, открытому под искусственное основание, приданы пологие откосы (1 : 3).

На небольшом участке, где излучина старого шоссе близко подходила к трассе туннеля (фиг. 15), был вначале забит шпунт котлована. Впоследствии после перевода движения в этой части был открыт с откосами нормальный котлован и устроено искусственное основание.

Поверх искусственного основания уложена бетонная плита толщиной 0,32 м, служащая подготовкой для рам туннеля. Подушка выполнена из бетона $R_{28} = 90$ кг/см².

3. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ ТУННЕЛЯ

В поперечном сечении туннель представляет собой двухпролетную железобетонную плитную раму (фиг. 167 и 168). Для облегчения производства работ размеры рам во всех звеньях сохранены одинаковыми.

Фиг. 167. Поперечный разрез туннеля

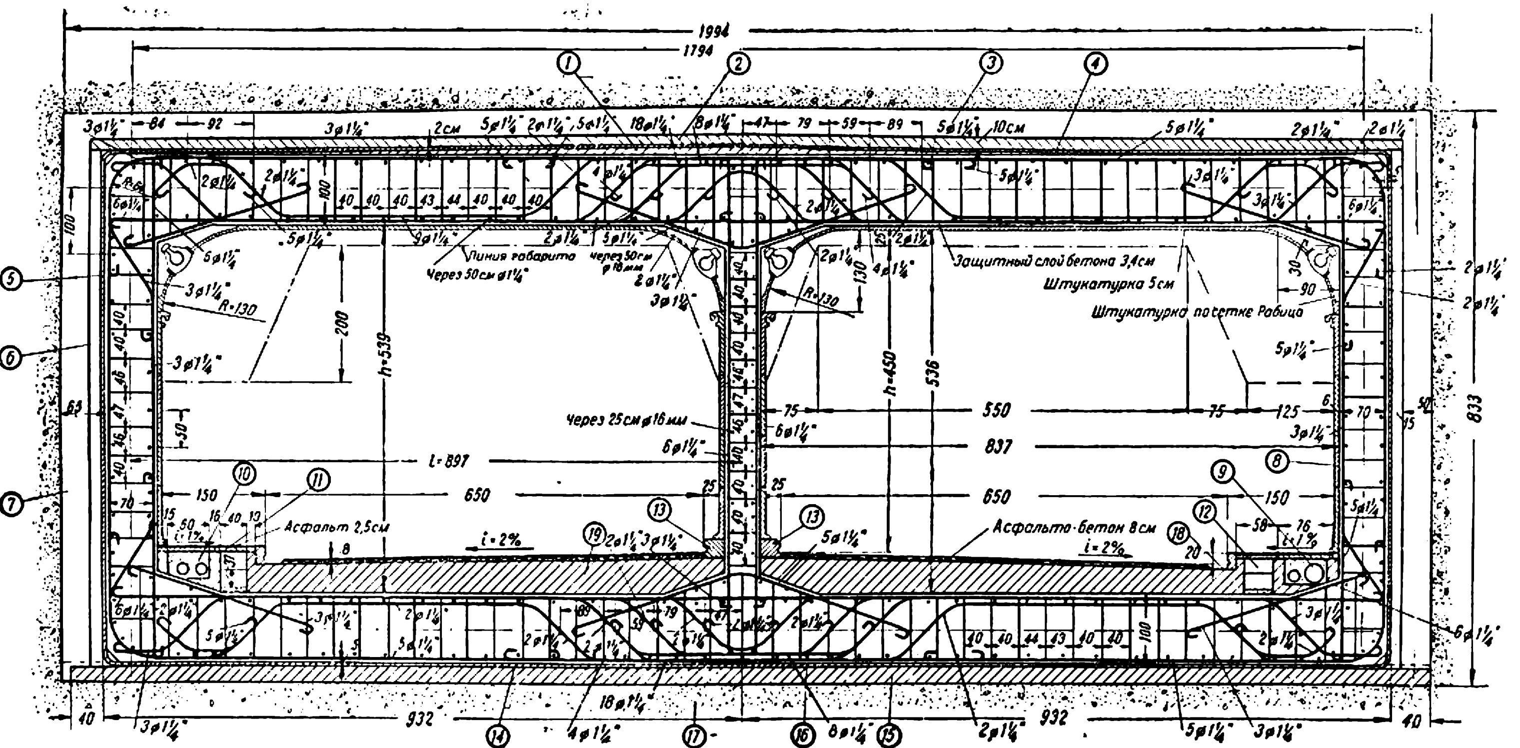
Величина пролета рамы в свету — 8,37 м; высота рамы в свету — 5,39 м. Толщина ригеля составляет 1,00 м; толщина крайних стенок туннеля равна 0,70 м, толщина средней стенки — 0,50 м. В углах рама имеет вуты размером 0,90 × 0,30 м. Ездовое полотно в туннеле и на подходах устроено из асфальтобетона толщиной 8 см (два слоя по 4 см), полотну придан поперечный уклон в 2%. Тротуары покрыты литым асфальтом в один слой толщиной 1 см. Бордюрные камни у тротуара и предохранительной полоски сделаны из гранита размером 15 × 28 см.

Расчетная временная нагрузка туннеля принята по схеме H_{10}.

Расчет отдельных звеньев рам туннеля произведен для трех типов нагрузок, соответствующих расположению звеньев относительно сечения канала, а именно: 1) для наиболее нагруженных звеньев № 1, расположенных под дамбами канала; 2) для наименее нагруженных облегченных звеньев № 2, находящихся под дном канала; 3) для промежуточных звеньев № 3, расположенных под откосами канала.

Каждая рама рассчитана при следующих двух допущениях: 1) реактивное давление земли на нижний ригель распределено равномерно и 2) основание предполагается упругим. В каждом случае усилия определялись как с учетом горизонтального давления земли, так и без него вследствие неопределенности самого давления и возможности прекращения его или по крайней мере значительного затухания после того, как грунт слежится.

Действие временной нагрузки на элементы рамы совершенно ничтожно и согласно произведенным подсчетам составляет всего лишь



Фиг. 168. Поперечное армирование туннеля:

1—смазка из цементного раствора 1 : 4 толщиной от 0 до 5 см для придания поперечного уклона потолку туннеля; *2*—предохранительный слой бетона по двойной проволочной сетке толщиной 10 см; *3*—защитный слой мятой глины толщиной 50 см; *4*—изоляция из четырех слоев рубероида по клебемассе общей толщиной 2 см; *5*—изоляция из четырех слоев рубероида по клебемассе толщиной около 2 см; *6*—предохранительный слой без бетонитовых камней толщиной 13 см; *7*—защитный слой мятой глины толщиной 50 см; *8*—облицовка из искусственных плит толщиной 6 см; *9*—канал для прокладки водопроводных и канализационных труб; *10*—канал для прокладки телефонных кабелей; *11*—железобетонные съемные тротуарные плиты толщиной 8 см; *12*—сборный канал для воды; *13*—бордюрный камень размером 15×28; *14*—защитный слой из бетона толщиной 5 см; *15*—подготовка из бетона марки R_{28}=90 кг/см²; *16*—изоляция из четырех слоев рубероида по клебемассе общей толщиной 2 см; *17*—искусственное песчаное основание; *18*—лоток для сбора поверхностных вод.

0,2% от полного усилия (изгибающего момента), а потому временная нагрузка учитывалась лишь при расчете основания.

Чтобы создать некоторый запас на всплыв звеньев туннеля, пришлось внутри туннеля, на всем его протяжении, уложить слой бетона толщиной 0,40 м, увеличивающийся к средней стенке до 0,53 м.

Подбор сечений рамы произведен по наиневыгоднейшим из всех предполагаемых комбинациям загружения. Для упрощения конструирования и облегчения производства работ верхний и нижний ригели, а также верхние и нижние половины стоек армированы одинаково (фиг. 168). Если исходить из предположения о равномерности реактивного давления земли в основании, такой способ армирования почти точно соответствует фактически действующим усилиям; если же учесть еще и упругость основания, то нижний ригель получает при этом армировании несколько преувеличенный запас прочности.

Для обеспечения прочности конструкции на случай возможных перекосов принято двойное армирование рам.

В ригеле и в стенках проверено по одиннадцати сечений: в ригеле — приблизительно через 110 см, а в стенках — через 80 см. Это дало возможность наиболее рационально и правильно расположить отгибы.

Рабочая арматура везде принята $d = 32$ мм (1¼"). Распределительная арматура выполнена из стержней различных диаметров: 32, 16 и 10 мм; хомуты имеют диаметры 10 и 8 см и поставлены в среднем через 40 см.

В табл. 27 приведены расчетные значения моментов M, поперечных сил Q, продольных сил N и напряжений в раме (полученные без учета упругости основания). Что касается приведенных в этой же таблице значений давления на грунт, то они получены при учете упругости основания и при коэфициенте постели $K = 10$.

Так как звенья туннеля имеют одинаковое сечение рам, но загружены в различной степени, то для достижения по возможности одинакового их армирования приняты две марки бетона: в наиболее нагруженных и промежуточных звеньях принята марка бетона $R_{28} = 170$ кг/см²; в облегченных — марка $R_{28} = 130$ кг/см². Средний процент армирования рам, если учесть и распределительную арматуру, выражается следующими значениями: для тяжело нагруженных рам — 2,4%; для промежуточных — 2,2%; для облегченных — 1,89%.

Оголовки рассчитаны как подпорные стенки, напряжения проверены по основанию и обрезу фундамента и по середине высоты стенки.

Максимальное напряжение по основанию составляет 2,30 кг/см²; соответствующее ему минимальное напряжение равно 0,75 кг/см². Коэфициенты устойчивости приняты следующие: на опрокидывание $K_1 = 2{,}44$; на сдвиг $K_2 = 1{,}80$.

Максимальное напряжение сжатия в бетоне по обрезу фундамента составляет 2,06 кг/см², максимальное напряжение растяжения в бетоне на половине высоты стенки равно 0,24 кг/см².

4. ИЗОЛЯЦИЯ ТУННЕЛЯ, ОТВОД ВОДЫ, ОСВЕЩЕНИЕ И ВЕНТИЛЯЦИЯ

Изоляция туннеля применена та же, что и в туннелях первой очереди московского метрополитена, т. е. четыре слоя рубероида по клебемассе общей толщиной около 2 см.

Изоляция пола туннеля уложена непосредственно на фундаментную подушку и состоит из четырех слоев рубероида по клебемассе. В местах перекрытия швов, на протяжении 2 м в каждую сторону, изоляция выполнена из двух слоев рубероида по клебемассе и двух слоев мешковины, проваренной также в клебемассе (фиг. 169). Поверх изоляции уложен компенсатор из двух изогнутых металлических листов, обернутых во избежание повреждения изоляции в мешковину и прикрепленных к обоим примыкающим по

Таблица 27

Наименование элемента	№ сечения	С учетом горизонтальной нагрузки			Без учета горизонтальной нагрузки			Давление на грунт в т/м²	Напряжения в кг/см²		
		M в тм	Q в т	N в т	M в тм	Q в т	N в т		бетона	арматуры	скалывающие
Нижний ригель рамы[1]	0	−54,1	+79,2	+34,3	−26,6	+74,6	0	3,44	27,7	622	4,28
» » »	1	−27,6	+71,8	+34,3	− 1,7	+67,2	0	3,25	14,7	218	5,27
» » »	2	+28,4	+52,8	+34,3	+50,1	+48,2	0	2,89	38,9	1 241	7,82
» » »	3	+69,8	—	+34,3	+87,1	—	0	2,43	56,7	1 160	—
» » » . . .	4	+94,4	0	+34,3	+105,4	0	0	3,16	64,4	1 140	—
» » » . . .	5	+89,8	—	+34,3	+97,0	—	0	2,17	61,7	1 200	—
» » »	6	+61,1	—	+34,3	+63,2	—	0	2,38	46,8	1 194	—
» » » .	7	+ 6,7	—	+34,3	+ 3,7	—	0	2,72	11,0	340	—
» » »	8	− 70,6	− 83,5	+34,3	− 78,5	− 88,0	0	3,08	52,7	1 237	10,67
» » »	9	−154,4	−102,5	+34,3	−166,4	−107,1	0	3,26	59,9	1 267	7,66
» » »	10	−180,7	−107,8	+34,3	−193,8	−112,4	0	3,27	61,3	1 214	7,68
Крайние стенки[2]	0	−54,1	+34,3	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	65,5	1 098	2,27
» » . . .	1	−38,5	+28,3	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	55,9	766	1,79
» » . . .	2	−30,0	+24,7	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	61,2	822	3,75
» »	3	−14,6	—	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	49,8	721	—
» » . .	4	− 5,7	—	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	—	—	—
» » . . .	5	− 3,30	0	+79,2	−26,6	0	+74,6	—	—	—	—
Средняя стенка	—	+18,1	0	+215,6	+19,4	0	+224,8	—	65,5	—	—

[1] Ввиду симметричности рамы и нагрузок усилия и напряжения в нижнем ригеле даны только для одной секции туннеля (т. е. между крайней и средней стенками).

[2] Для крайних стенок туннеля усилия и напряжения даны до середины их высоты (по причине, указанной выше).

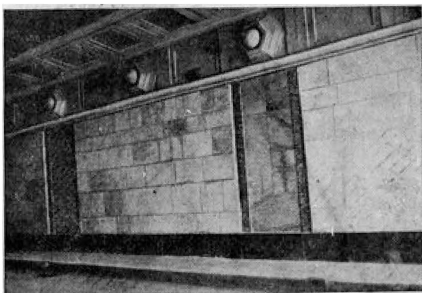
шву звеньям туннеля. Шов забивается сверху войлоком, проваренным в клебемассе. Между компенсатором и изоляционным слоем уложен валик из рубероида, который наполнен клебемассой. Изоляция пола покрыта защитным слоем из цементного раствора толщиной 5 см.

Изоляция потолка туннеля устроена следующим образом: рубероид в четыре слоя по клебемассе покрыт предохранительным 10-см слоем бетона, армированного двойной проволочной сеткой. Выше предохранительного слоя уложен битуминозный мат толщиной 1 см, а над матом 4-см слой асфальта; над асфальтом устроена песчаная засыпка, и поверх нее произведено укрепление дна канала. Чтобы предотвратить фильтрацию, изоляционный слой из битуминозного мата продолжен за пределы туннеля, где он укладывается на гибкое железобетонное перекрытие, примыкающее с боков к железобетонному предохранительному слою. В месте примыкания гибкого перекрытия устроена битуминозная шпонка 10 × 10 см. За пределами средних диафрагм предохранительный железобе-

Фиг. 169. Изоляция верхнего, нижнего и бокового шва.

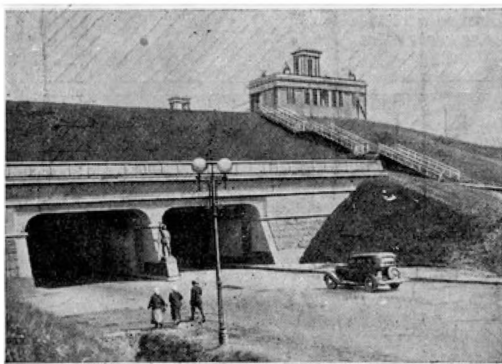
тонный слой над туннелем покрыт не песчаной засыпкой, а слоем глины толщиной 50 см.

Изоляция потолка туннеля уложена на цементной смазке, достигающей на оси туннеля толщины 5 см и сходящей к бокам на-нет. Изоляция состоит из двух слоев рубероида по клебемассе и двух слоев мешковины, проваренной в клебемассе. В шве имеется металлический компенсатор с расположенным над ним валиком из рубероида. Все пространство над волной, образованной с помощью валика, заполняется клебемассой и сверху прикрывается съемной железобетонной плиткой.



Фиг. 170. Внутренний вид туннеля на Волоколамском шоссе.

Стены туннеля изолируются четырьмя слоями рубероида по клебемассе. Концы изоляции заводятся в боковой шов. Кроме металлических листов, обернутых в рубероид и прикрывающих шов, имеется еще лист, закрывающий прямоугольную битуминозную шпонку внутри шва. В швах верхнего ригеля и боковых стен устраиваются для отвода могущей просочиться воды слезники из оцинкованного железа, изогнутого в виде желоба. Из слезников вода отводится специальными трубками в водоотводные каналы, расположенные под тротуарами. Изоляция боковых стен туннеля прижата бетонитовыми камнями толщиной 26 и 15 см, а у самих швов — съемными железобетонными плитами. Пазухи между откосами котлована и бетонитовыми плитами забиты глиной. После наполнения канала в туннеле возникла фильтрация, которая прекратилась после устранения дефектов в изоляции, вызванных, повидимому, большими, чем предполагалось по проекту, осадками.



Фиг. 171. Общий вид туннеля на Волоколамском шоссе.

Отвод воды из выемки московского подхода к туннелю осуществляется при помощи кюветов глубиной 0,6 м и шириной (по дну) 0,40 м. Из этих кюветов вода поступает в специальные каналы шириной 0,40 м, расположенные под обоими тротуарами туннеля. По выходе из каналов туннеля вода кюветами направляется в новое русло р. Химки.

С ездового полотна внутри туннеля вода (благодаря наличию в полотне поперечного уклона) стекает в водоотводные каналы через воронки, которые снабжены решетками и размещены в лотках, устроенных вдоль тротуаров во всех звеньях туннеля. Для облегчения осмотра и операций по очистке водоотводных каналов железобетонные тротуарные плиты над этими каналами устроены съемными; ширина плит — 50 см, толщина их — 8 см.

Водоотводные каналы изолированы двумя слоями рубероида по клебемассе, поверх изоляции устроена цементная смазка.

Освещение внутри туннеля осуществлено с помощью круглых

иллюминаторов, расположенных на стенах под потолком, по обеим сторонам каждого пролета туннеля.

Для получения яркого, но рассеянного света иллюминаторы снабжены слегка выпуклыми молочными стеклами (фиг. 170).

Вследствие прямолинейности и сравнительно небольшой протяженности туннеля оборудование его искусственной вентиляцией не представлялось необходимым, и в процессе сооружения туннеля решено было ее не устраивать. Эксплоатация туннеля полностью подтвердила правильность такого решения.

Пропуск в туннеле городского подземного хозяйства осуществлен под обеими тротуарами, для чего рядом с водоотводными каналами устроено по одному специальному каналу, перекрытому сверху железобетонными съемными плитами толщиной 8 см (фиг. 167). В каждом канале — 2 трубы.

Общий вид готового сооружения показан на фиг. 171.

Все работы по сооружению туннеля проведены в течение 15 месяцев. Объем основных работ приведен в табл. 28.

Таблица 28

Наименование работ	По туннелю	По подходам	Всего
Выемка .	50,9 тыс. м³	45,26 тыс. м³	96,16 тыс. м³
Насыпь	37,25 „ „	8,88 „ „	46,13 „ „
Бетон и железобетон .	12,00 „ „	0,84 „ „	12,84 „ „
Крепление камнем . .	—	1,99 тыс. м²	1,99 тыс. м²
Крепление одерновкой .	—	9,48 „ „	9,48 „ „
Проезжая часть . .	—	12,12 „ „	12,12 „ „

5. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА СООРУЖЕНИЕМ

Ввиду того что осадки туннеля имеют существенное значение с точки зрения сохранности гидроизоляции, с 30 июня 1936 г. были организованы тщательные наблюдения за этими осадками.

Абсолютные величины осадок и изменение их с течением времени представлены на графике фиг. 172 и в табл. 29.

Из табл. 29 и графика на фиг. 172 следует, что осадка туннеля во времени происходила неравномерно.

После окончания постройки туннеля и отсыпки дамб, к весне 1937 г., установилась некоторая средняя интенсивность осадки, различная для разных звеньев.

В процессе наполнения канала вследствие усиления нагрузки соответственно увеличилась интенсивность осадки, причем повышенная интенсивность продолжалась в среднем около месяца. Средняя осадка туннеля за это время составляла 21,4 мм в месяц.

В последующий период осадка стала затухать; так, за 5 месяцев, с мая по октябрь 1937 г., средняя интенсивность осадки составляла уже только 5,45 мм в месяц.

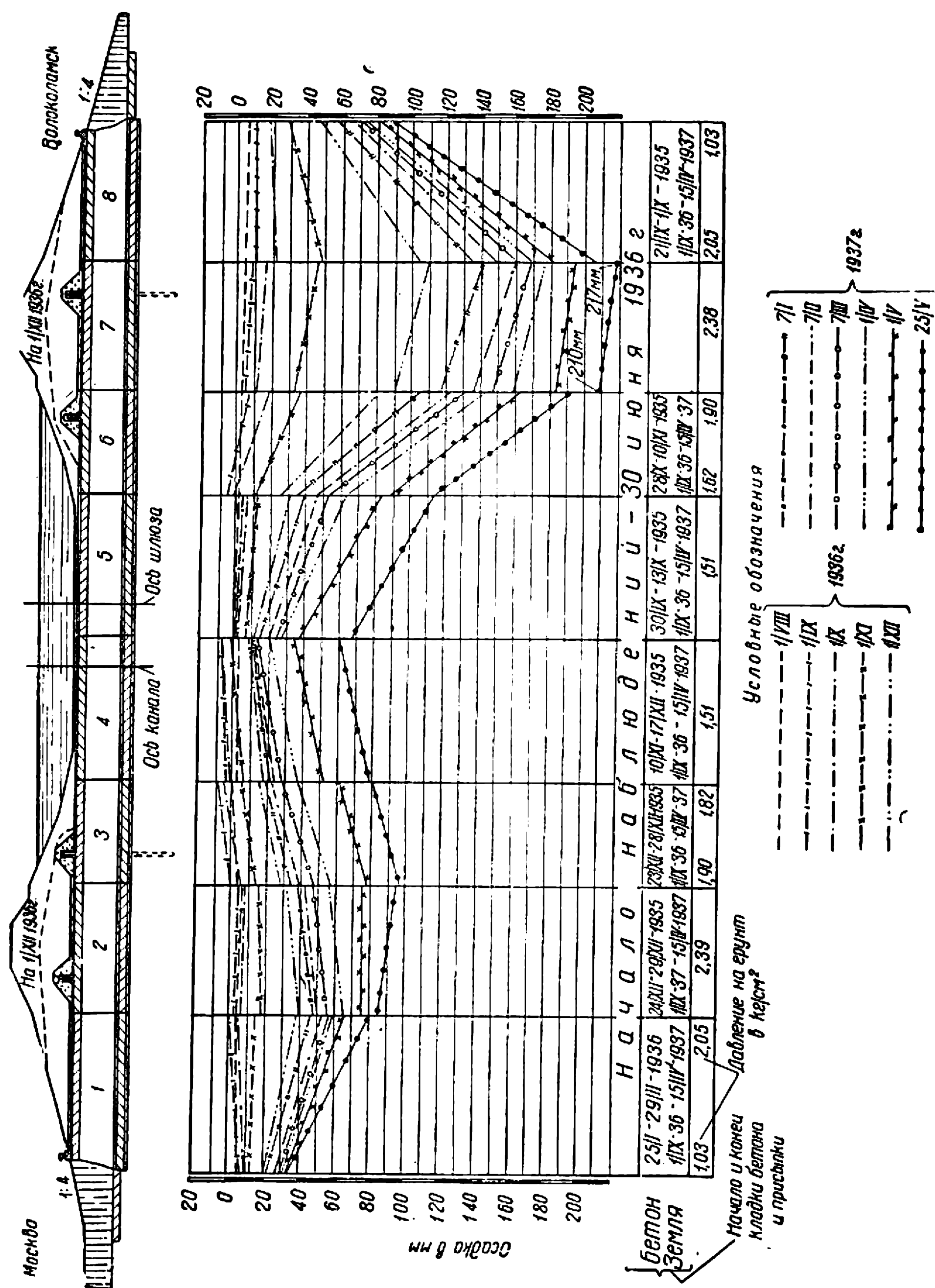
По длине туннеля осадки также изменяются неравномерно, а именно:

а) в звеньях, расположенных под насыпными дамбами и несущих поэтому более тяжелую нагрузку, осадка в общем больше, чем в звеньях средней части туннеля;

б) в звеньях московской половины туннеля осадка относительно меньше, чем в звеньях волоколамской половины, несмотря на то, что под московской стороной насыпной слой песчаного грунта (правда, уплотненный) более чем в 2 раза толще соответствующего слоя волоколамской стороны. Это, повидимому, следует объяснить тем, что

волоколамская половина котлована расположена в пределах поймы р. Химки.

Абсолютная осадка на 25 октября 1937 г. звена № 7 (под волоко-



Фиг. 172. График осадок туннеля.

ламской стороной) составляет 256—274 мм, а звена № 2 (под московской стороной) — 109—149 мм.

Осадка каждого звена в поперечном направлении тоже неравномерна, причем со стороны шлюза осадки больше.

Таблица 29

Номера звеньев туннеля	№ точки	Осадки в мм			
		с 12 апреля по 25 мая 1937 г.	с 25 мая по 25 октября 1937 г.	суммарная на 25 октября 1937 г.	суммарная на 17 апреля 1938 г.
1	2	3	4	5	6
Звено № 1	32	2	1	51	52
	31	2	2	55	57
	30	13	10	107	112
	29	16	12	111	115
Звено № 2	28	15	10	109	114
	27	13	14	124	129
	26	29	19	115	120
	25	33	24	149	156
Звено № 3	24	30	20	122	126
	23	33	27	150	157
	22	33	25	120	122
	21	38	31	138	141
Звено № 4	20	34	25	116	118
	19	38	30	141	143
	18	36	28	99	100
	17	38	31	132	134
Звено № 5	16	36	29	118	120
	15	37	33	122	123
	14	41	37	179	184
	13	43	39	166	171
Звено № 6	12	40	38	171	176
	11	43	39	160	165
	10	40	42	252	264
	9	44	44	259	270
Звено № 7	8	40	43	275	290
	7	44	43	273	288
	6	34	33	274	291
	5	38	32	256	272
Звено № 8	4	33	33	265	282
	3	38	30	250	266
	2	12	19	138	147
	1	14	14	115	123

Примечание. Нумерация звеньев дана в направлении от московской к волоколамской стороне.

Максимальное относительное смещение двух звеньев наблюдалось между звеньями № 6 и 7 и составляло от 14 до 23 мм, что близко к величине (около 20 мм), которая была запроектирована при назначении конструкции и типа гидроизоляции.

Вследствие деформации основания происходили также раскрытие и сжатие швов. Максимальное раскрытие шва достигло 16,6 мм, что однако не привело к каким-либо повреждениям.

Решение о замене слабых супесей в основании туннеля качественными песками себя оправдало, так как получившиеся осадки сооружения не превышают допустимых пределов.

V. ЗНАЧЕНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА КАНАЛА МОСКВА—ВОЛГА В ПРОЕКТИРОВАНИИ И СООРУЖЕНИИ БОЛЬШИХ МОСТОВ

Строительством канала была выполнена большая работа по сооружению мостов. Особое значение этой работы заключается в постройке крупнейших железобетонных мостов.

Применение железобетона в пролетных строениях мостов открывает широкие возможности и в экономическом и в техническом отношениях. Поскольку потребность страны в металле растет чрезвычайно быстро, естественно могут встречаться затруднения в том, чтобы полностью удовлетворить большой спрос в металле со стороны мостостроения, если таковое ориентируется в основном на применение металлических конструкций. Развитие применения железобетона в строительстве мостов приведет к существенной экономии профилированного металла и к некоторой разгрузке металлозаводов. Кроме этого более широкое применение железобетона в мостостроении диктуется также специфическими качествами железобетона как строительного материала, в частности его долговечностью, эксплоатационными преимуществами и быстротой укладки в дело, сокращающей сроки строительства.

Поэтому интересы страны настоятельно требуют всемерного широкого внедрения и освоения железобетона при строительстве мостов и в частности крупнопролетных. Однако хотя за границей в строительстве железобетонных мостов за последние тридцать лет добились значительных успехов и построен целый ряд крупнейших мостов (в том числе во Франции Элорнский мост с тремя пролетами по 180 м каждый, в Швеции Стокгольмский мост с пролетом 186 м и в Испании мост у Эсла с пролетом 200 м), у нас, до постройки мостов через канал, достижения в этой области были крайне слабыми [1]. Такое положение объясняется главным образом теми возражениями против широкого использования железобетона для железнодорожных мостов, которые были выдвинуты со стороны довольно большой группы инженеров.

Эти возражения, продиктованные рутиной и стремлением к перестраховкам, пришлось преодолеть также Строительству канала при проектировании и сооружении описанных выше больших железобетонных железнодорожных мостов.

Наиболее крупные железобетонные мосты из числа построенных на канале по времени постройки располагаются в следующем порядке:

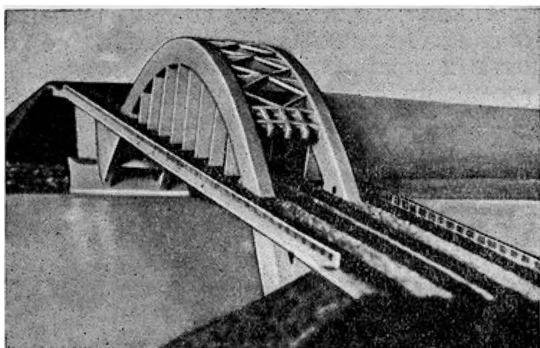
1. Химкинский мост (фиг. 173) — бесшарнирный арочный, пролетом 116 м, под четыре железнодорожных пути (нагрузка H_8); время постройки: 20 ноября 1934 г. — 4 ноября 1935 г.

---

[1] Исключением является Володарский мост через р. Неву в Ленинграде; проектирование его начато в 1932 г., а строительство окончено в 1936 г. Этот мост запроектирован и построен членом-корреспондентом Академии наук проф. Г. П. Передерием.

2. Мост через шлюз № 8 (фиг. 174) — трехшарнирный арочный, пролетом 120 м, под два железнодорожных пути (нагрузка H_8); время постройки: апрель 1935 г. — август 1936 г.

3. Хорошевский мост (фиг. 175) — гибкая арка с балкой жесткости, пролетом 100,8 м, городской мост (нагрузка: два трамвайных пути плюс четыре ряда автомашин); время постройки: ноябрь 1936 г.—июль 1937 г.



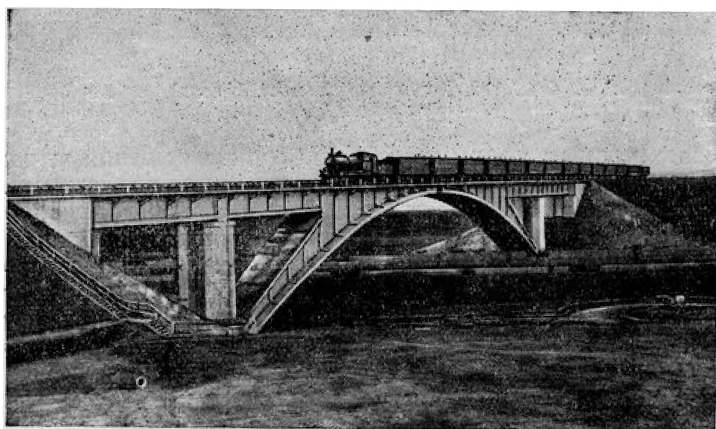
Фиг. 173. Химкинский мост (макет).

До сооружения канала Москва—Волга самыми большими в СССР по пролетам железобетонными сооружениями под железнодорожную нагрузку являлись:

1. Подходные эстакады к мостам через Днепр у Днепропетровска, через Волгу у г. Горького и через Оку у Каширы; все эти аркады характеризуются примерно однотипными пролетами (пролет 52,0 м и стрела 13,0 м).

2. Выстроенный в одно время с перечисленными аркадами (1933 г.) двухпролетный мост на Шероховичской линии Октябрьской ж. д. (пролеты в свету по 47,20 м, стрела 6,83 м).

Таким образом первый по времени постройки железобетонный мост через канал (Химкинский) превышал по пролету построенные до этого у нас железнодорожные мосты более чем в два раза. Это обстоятельство, равно как и оригинальность предложенной схемы и конструкции Химкинского моста (применение впервые у нас пустотелых арок, вынос крайних железнодорожных путей на консоли, неглубокое заложение опор бесшарнирной арки большого пролета на песчаном грунте), должны были привлечь к себе пристальное внимание.



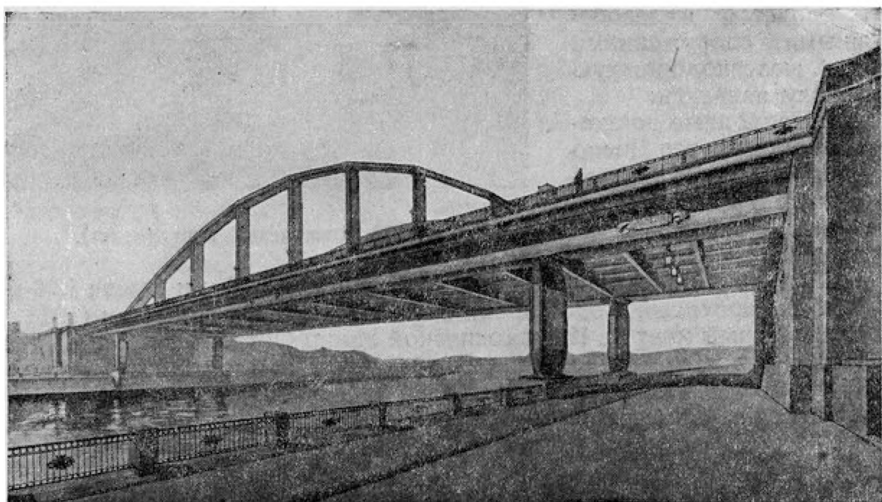
Фиг. 174. Мост через шлюз № 8.

Проекты строившихся на канале железнодорожных мостов должны были получить утверждение в НКПС. В связи с отмеченными выше возражениями процесс рассмотрения этих проектов был чрезвычайно медленным и трудным. Только вследствие решительной настойчивости

Строительства канала проект Химкинского моста получил в конце концов соответствующую техническую санкцию.

Особенно сильные возражения встречало устройство оснований опор Химкинского моста.

При рассмотрении проекта в соответствующих отзывах-заключениях категорически отрицалась возможность сооружения большого бесшарнирного моста на свайном основании, заложенном в слабых песчаных грунтах, и было предложено отказаться от этой системы моста и построить балочный мост с металлическими пролетными строениями. Такие предложения весьма настойчиво и авторитетно поддерживались различными экспертами даже в то время, когда постройка



Фиг. 175. Хорошевский мост (фасад).

моста велась полным ходом, для арочного же решения выдвигалось обязательное требование перехода на трехшарнирную систему.

Все эти категорические суждения о недопустимости сооружения бесшарнирного арочного моста на грунте обычного у нас типа не были подтверждены подлинной инженерной оценкой фактического материала, а основывались лишь на предвзятых и косных представлениях[1].

Является показательным, что когда Строительство канала решило возвести на аналогичном грунте пологий арочный мост через шлюз № 8, применив на этот раз трехшарнирную систему, то почти тот же круг лиц, требовавших перехода на трехшарнирную систему при сооружении Химкинского моста, выдвинул положение о малой пригодности трехшарнирной арки для железнодорожной нагрузки вследствие неизбежности деформационного перелома пути над средним шарниром.

Опыт проектирования и постройки названных мостов на канале, все произведенные расчеты, данные наблюдений при переводе мостов в рабочее состояние после испытания их нагрузкой, наконец последующая эксплоатация мостов — все это свидетельствует о правильности выбора систем этих мостов.

Возможность сооружения больших железобетонных мостов обусловливалась допуском значительных напряжений в бетоне. Расчетные

[1] Решительную помощь в борьбе с рутинерами оказали строителям мостов на канале профессора Г. П. Передерий, В. А. Гастев, Н. М. Беляев.

сжимающие напряжения для бетона в арках при действии основных сил достигали следующих величин (в скобках даны напряжения от совместного действия основных и дополнительных сил):

по Химкинскому мосту . . . . . 104,5 (134,0) кг/см^2
„ мосту через шлюз № 8 . . . 86,5 (108,2) „

Для арок обоих железнодорожных мостов в проектах предусматривался бетон марки $R_{28} = 250$ кг/см^2, что давало по отношению к более высоким напряжениям Химкинского моста запас, примерно равный 2,5 (2,0). По мнению некоторых работников НКПС этот запас был мал и по их требованию марки бетона были повышены для моста через шлюз № 8 до $R_{28} = 300$ кг/см^2 и для Химкинского моста до $R_{28} = 350$ кг/см^2, что давало запас приблизительно 3,5 (2,7). Получение таких высоких марок при консистенции бетона ($Sl = 18$ см), соответствующей характеру конструкции, требовало расхода высокоактивного цемента в размере свыше 400 кг/м^3.

Между тем в блоках большого объема или при бетонировании пустотных конструкций с перерывами (например при бетонировании коробчатых арок кольцами, при поэтажных перерывах в укладке бетона коробчатых надстроек опор и т. п.) большой расход цемента влечет за собой значительное развитие термических и усадочных напряжений. В некоторых случаях (например в больших блоках) эти напряжения могут достигать столь значительных величин, что даже установка весьма мощного вооружения (например расположение у поверхности блока большого количества перекрестных стержней крупного диаметра) является недостаточной для того, чтобы полностью предупредить появление трещин.

Вместе с тем простое повышение марки бетона, без одновременного применения специальных видов арматуры, мало увеличивает реальный запас прочности.

Именно по этим соображениям в проекте Хорошевского моста, для арок которого допущены весьма высокие сжимающие напряжения — 222 кг/см^2 [1], было назначено косвенное вооружение арок сетчатой арматурой, но марка бетона оставлена та же, что и для арок Химкинского моста, где допускаемые напряжения были вдвое меньше.

Косвенное армирование сжатых элементов практиковалось и ранее, например в опорных частях железобетонных мостов и колоннах, но в основных элементах мостов не находило до сего времени широкого практического применения. В частности в мостостроении для элементов, испытывающих большое сжатие, применялось армирование спиралями или металлическими трубками, заполненными бетоном. Эти приемы сложны и неудобны для производства работ. Опыт армирования арок поперечными сетками свидетельствует о полной надежности этой арматуры, чрезвычайной простоте ее монтажа, а также о создаваемых ее применением удобствах бетонирования.

Таким образом вопрос о требованиях, предъявляемых к маркам бетона, в особенности же к бетону железнодорожных мостов, должен быть пересмотрен и поставлен в связь с применяемыми способами армирования.

Не менее важным является вопрос о допускаемых напряжениях на растяжение бетона. От решения этого вопроса зависит возможность широкого внедрения железобетонных балочных пролетных строений, а также и таких конструкций, как арки с затяжками.

Пролетные строения в виде арок с затяжками могут в соответствующих случаях применяться как типовые решения для автодорожных и железнодорожных мостов даже при пролетах порядка 150 м.

[1] Напряжения в арках определены по бетонному сечению, без учета арматуры.

В таб. 30 приведены случаи из практики заграничного мостостроения, в которых было допущено высокое напряжение на растяжение:

Таблица 30

Наименование моста и его местонахождение	Система	Растянутые элементы	Процент армирования	Напряжение бетона на растяжение в кг/см²
Железнодорожный мост через канал Урк в Париже	Раскосный	Нижний пояс	14,2	37
Мост через р. Ионн у г. Во-сюр-Ионн	Консольно-раскосный	Верхний пояс консоли	7,7	52
Мост на улице Лафайэта в Париже	Ромбический	Раскосы	17,2	76
Железнодорожный мост Бу-Руми в Алжире	Разрезная балка	Нижний пояс	15,0	66
Элорнский мост у Плугастеля	Арочный	Подвески	5,4	42
Мост Рош-Гюйон через р. Сену			9,6	59

Данные табл. 30 характеризуют передовую технику железобетонного мостостроения последних лет. Между тем существующие нормы НКПС для железнодорожных мостов ограничивают допускаемое напряжение на растяжение бетона величиной всего 20 кг/см². Это ограничение не нужно и вредно. Не нужно оно потому, что правильно сконструированные железобетонные элементы могут без ущерба выдержать значительно бо́льшие напряжения. Вредным же оно является по той причине, что при проектировании более смелых и рентабельных новых конструкций создает чрезвычайные трудности.

Приемы правильного конструирования сильно растянутых элементов и способы простейшего ввода этих элементов в работу были найдены в практике мостостроения не сразу. В частности можно отметить случаи, когда арматура сильно растягиваемых элементов до бетонирования подвергалась предварительному растяжению с тем, чтобы конечные напряжения бетона на растяжение были меньшими. Этот прием при арматуре из обычной стали (Ст. 3) не может дать желаемого результата, так как предварительное сжатие бетона получается в этом случае меньшим, чем его усадочное укорочение. Поэтому бетонирование пролетного строения Хорошевского моста, в котором растягивающие напряжения достигают 81 кг/см², производилось без применения каких-либо приемов, вызывающих предварительное натяжение арматуры [1].

Правильное конструирование растянутых элементов заключается не в увеличении их бетонных сечений с целью уменьшения расчетных напряжений растяжения по сечению бетона, а в достаточном вооружении этих элементов рационально распределенной по сечению арматурой.

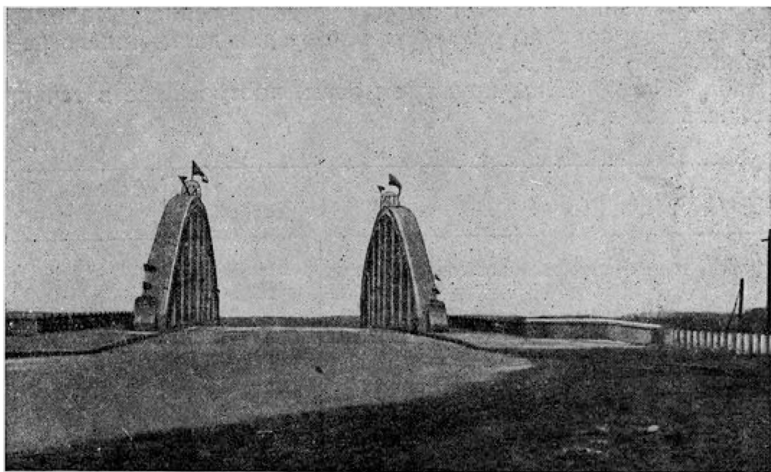
Армирование затяжек Хорошевского моста составляет 11%; кроме того в них применены специальные косые перекрестные хомуты, дополнительно обеспечивающие связь бетона с арматурой при растяжении. Опыт сооружения Хорошевского моста наглядно подтвердил, что

[1] Значение 81 кг/см² получается при учете полного изгибающего момента (приведенное выше значение 65 кг/см² получено при учете только половины изгибающего момента).

железобетонные элементы могут надежно выполнять интенсивную работу как на осевое растяжение, так и на совместное действие растяжения и изгиба.

Возможность сооружения железобетонных мостов больших пролетов в значительной степени зависела от того, как удастся решить задачу максимального облегчения веса конструкций пролетных строений и опор.

Одним из способов решения этой задачи в построенных через канал мостах является применение только двух основных, несущих элементов в пролетном строении. Пролетное строение моста через шлюз № 8 (езда поверху, два железнодорожных пути) имеет по одному несущему ребру на каждый железнодорожный путь. Пролетное строение



Фиг. 176. Хорошевский мост (вид со стороны подхода).

Химкинского моста (езда посредине, четыре железнодорожных пути) имеет по одной арке на каждые два железнодорожных пути. Пролетное строение Хорошевского моста (езда понизу, городской мост шириной между перилами 29,50 м) поддерживается всего двумя главными фермами в виде арок с затяжками (фиг. 176). Такая концентрация усилий и материала дает возможность значительно уменьшить вес пролетных строений. Что касается опор, то здесь требование уменьшения количества кладки должно быть увязано с необходимостью обеспечения надлежащей устойчивости опоры.

Примерами рационального конструирования опор распорных мостов могут служить мост через шлюз № 8 и Химкинский мост. Опоры этих мостов выполнены в виде распластанных массивов, воспринимающих непосредственное давление арок; массивы имеют легкие коробчатые железобетонные надстройки, воспринимающие полностью встречное распору арок давление земли. Несмотря на значительность пролетов, опоры характеризуются сравнительно небольшим объемом кладки и весьма умеренным давлением на грунт.

Применение бетона высокого сопротивления также существенно уменьшило вес конструкции.

При сооружении мостов через канал были практически освоены высокие марки литого бетона, до того почти не применявшиеся у нас. Опыт этого освоения свидетельствует в частности о том, что со стороны цементной промышленности не встречается затруднений к поставке в достаточном количестве высокоактивных цементов, необходимых для возведения крупных железобетонных мостов.

Правительственная комиссия по приемке канала Москва—Волга в своем заключении по железнодорожным сооружениям особо отметила высокое качество работ и инициативу Строительства канала в деле постройки выдающихся железобетонных арочных мостов новейшего типа, к числу которых относятся мост через шлюз № 8 и Химкинский мост.

В заключении по магистральным шоссейным дорогам правительственной комиссией отмечена инициатива в деле сооружения большого количества железобетонных мостов, в частности признана заслуживающей особого внимания постройка арочного моста большого пролета через Хорошевское спрямление Москва-реки, с отличным выполнением работ по пролетному строению.

Широко развернутое и успешное строительство больших железобетонных мостов через канал наряду с сооружением Володарского моста через Неву создало реальную основу для дальнейшего развития инициативы в этом деле.

В табл. 31 приведены крупные мосты, построенные в течение последних четырех лет.

Таблица 31

Мост	Конец постройки	Пролеты в м
Химкинский мост — четыре железнодорожных пути	Ноябрь 1935 г.	116
Мост через шлюз № 8 — два железнодорожных пути	Август 1936 г.	120
Мост им. Володарского через Неву в Ленинграде — городской мост	Ноябрь 1936 г.	2 × 101
Хорошевский мост через спрямление Москва-реки — городской мост	Июль 1937 г.	23,75 + 100,80 + + 23,75
Москворецкий мост через Москва-реку — городской мост	Ноябрь 1937 г.	92
Воскресенский мост через Москва-реку — два железнодорожных пути с отдельным пропуском шоссейных путей	Ноябрь 1938 г.	52,00 + 119,20 + + 52,00

В настоящий момент строительство железобетонных мостов получило у нас широкое признание и не уступает лучшим образцам мирового мостостроения, а в некоторых отношениях даже превосходит их. Опыт проектирования и сооружения мостов на канале Москва — Волга широко используется. Перспективы дальнейшего успешного строительства железобетонных мостов в СССР весьма велики.

В частности заслуживают быть отмеченными железобетонные мосты, сооружаемые в настоящее время Волгостроем НКВД в связи с реконструкцией Верхней Волги. Из этих мостов наиболее интересными являются городской мост в Рыбинске с пролетами 101 + 111 + 121 + + 225 м, перекрытыми распорно-арочной системой, и железнодорожный мост через Волгу с четырьмя пролетами по 127 м, перекрытыми пролетными строениями в виде арок с затяжками.

Типография им. Воровского, Москва, ул. Дзержинского, 18 Заказ № 6321



